

o. PROF. DR.-ING. KARL KORDINA - TECHNISCHE UNIVERSITÄT BRAUNSCHWEIG  
Lehrstuhl für Stahlbeton- und Massivbau · Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau

B I B L I O T H E K  
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz  
der Technischen Universität Braunschweig  
Beethovenstraße 52  
D-3300 Braunschweig

Tragverhalten von Rahmenknoten  
bei herabgesetzter Verankerungslänge der Anschlußbewehrung  
unter Berücksichtigung der Bewehrungsführung

- Vorläufiger Schlußbericht -

vorgelegt von:

o. Prof. Dr.-Ing. K. Kordina

Dipl.-Ing. E. Schaaff

AIF-Forschungsvorhaben Nr. 3263

1978

Postsendungen:  
3300 Braunschweig, Beethovenstraße 52  
Fernschreiber: 9 52 698 ibstb d

Fernsprecher:  
3 91 29 70  
Ortskennzahl 05 31  
Kommt keine Verbindung zustande  
bitte Nr. 391 22 81

Besuchszeiten:  
Montag bis Freitag 9-16 Uhr

OK 624 046: 624. 072. 338. 8  
<http://www.digibib.tu-bs.de/?docid=00057017>

# I N H A L T S V E R Z E I C H N I S

	<u>Seite</u>
1. Einleitung	4
1.1 Allgemeines	4
1.2 Problemstellung	5
1.3 Ausgangssituation	7
2. Versuchsdurchführung	13
2.1 Versuchskörper	13
2.2 Berechnung der Bruchschnittgrößen und Belastung	14
2.3 Messungen	17
3. Beschreibung der Versuche	18
3.1 Abmessungen und Bewehrung der Versuchskörper	18
3.2 Tragfähigkeit der Knoten	19
3.3 Rißbild und Bruchverhalten	22
4. Zusammenfassung und Hinweise für die Praxis	27
Anlagen 1 - 17	
5. Weitere Angaben zu den Versuchen	33
5.1 Baustoffe	33
5.2 Herstellung der Versuchskörper	34
5.3 Versuchseinrichtung	34
5.4 Messungen	35
5.5 Belastungsvorgang	36
6. Diskussion der Meßergebnisse	37
6.1 Verformungen	37
6.2 Beton- und Stahldehnungen des Riegels	38
6.3 Beton- und Stahldehnungen der Stützenanschnitte	42
6.4 Ergebnisse unter dynamischer Belastung	46
7. Literatur	47
8. Anlagen 18 - 65	
9. Fotos	

# V e r z e i c h n i s   d e r   A n l a g e n

	<u>Anlage</u>
Versuchskörper und Lastanordnung	1
Versuchskörper V 1 - Bewehrungsplan	2
Rißbild und Rißbreiten V 1	3
Sollbruchlasten und Versuchslaststufen V 1	4
Versuchskörper V 2 - Bewehrungsplan	5
Rißbild und Rißbreiten V 2	6
Sollbruchlasten und Versuchslaststufen V 2	7
Versuchskörper V 3 - Bewehrungsplan	8
Rißbild und Rißbreiten V 3	9
Sollbruchlasten und Versuchslaststufen V 3	10
Versuchskörper V 4 - Bewehrungsplan	11
Versuchskörper V 4 - Detail	12
Rißbild und Rißbreiten V 4	13
Sollbruchlasten und Versuchslaststufen V 4	14
Versuchskörper V 5 - Bewehrungsplan	15
Rißbild und Rißbreiten V 5	16
Sollbruchlasten und Versuchslaststufen V 5	17
 Frisch-Betoneigenschaften, Betonstahlfestigkeiten	 18
Betoneigenschaften	19
Meßanordnung für Verformungsmessungen	20
Knotenverformungen V 1	21
"          V 2	22
"          V 3	23
"          V 4	24
"          V 5	25
Verformungsfigur V 1	26
"          V 2	27
"          V 3	28
"          V 4	29
"          V 5	30
Riegeldehnungen V 1	31, 32
"          V 2	33, 34
"          V 3	35, 36
"          V 4	37, 38
"          V 5	39, 40

	<u>Anlage</u>
Dehnungsdiagramme Riegel V 5	41
Dehnungen Stützenanschnitte V 1	42, 43
" " V 2	44, 45
" " V 3	46, 47
" " V 4	48, 49
" " V 5	50, 51
Dehnungsdiagramme Stützenanschnitte V 2	52
" " V 3	53
" " V 5	54
Verlauf Dehnungen Stützenbewehrung V 1	55
" " " V 2	56
" " " V 3	57
" " " V 4	58
" " " V 5	59
Verbundspannungen V 1	60
" V 2	61
" V 3	62
" V 4	63
" V 5	64
Bügeldehnungen V 5	65

## 1. Einleitung

### 1.1 Allgemeines

Im Rahmen des mit Mitteln des AIF geförderten Forschungsprogramms "Tragverhalten der Stützenanschlüsse in Rahmenecken bei herabgesetzter Verankerungslänge der Anschlußbewehrung" (AIF-Nr. 1687) wurden bis 1973 fünf Großversuche durchgeführt. Aufbauend auf den Ergebnissen aus diesem 1. Versuchsabschnitt wurde ein weiteres Versuchsprogramm "Tragverhalten von Rahmenknoten bei herabgesetzter Verankerungslänge der Anschlußbewehrung unter Berücksichtigung der Bewehrungsführung" entworfen, das ebenfalls auf Antrag des Deutschen Betonvereins (DBV) über die Arbeitsgemeinschaft Industrieller Forschungsvereinigungen (AIF) vom Bundesministerium für Wirtschaft gefördert wurde.

Die Durchführung der Versuche erfolgte am Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau an der Technischen Universität Braunschweig unter der Leitung von Prof. Dr.-Ing. Karl Kordina. Sachbearbeiter waren für den ersten Versuchsabschnitt (AIF-Nr. 1687) Dipl.-Ing. G. Kobler und für den zweiten Versuchsabschnitt (AIF-Nr. 3263) Dipl.-Ing. E. Schaaff.

In diesem vorläufigen Schlußbericht wird über Durchführung und Ergebnisse des zweiten Versuchsabschnittes berichtet, während über den ersten Versuchsabschnitt nur eine Zusammenfassung der wichtigsten Resultate gegeben wird. Über den ersten Versuchsabschnitt liegt ein ausführlicher Zwischenbericht vom Februar 1971 bzw. ein Schlußbericht vom September 1973 vor. Es ist vorgesehen, in einer späteren Veröffentlichung umfassend über die Ergebnisse aus beiden Versuchsabschnitten und über die theoretischen Grundlagen zu berichten.

## 1.2 Problemstellung

Wird bei einem Rahmenendknoten ein Riegelmoment einge-  
leitet, bedingt dies einen Sprung im Momentenverlauf  
der Stütze. Sofern auf das statische System keine wei-  
teren Kräfte einwirken, wechselt das Stützenmoment das  
Vorzeichen zwischen den

Anschnitten Oberkante  
und Unterkante des Riegels.

Hierbei treten in der Stützen-  
längsbewehrung u. U. erheb-  
liche Stahlspannungsänderungen  
auf. Die hierzu erforderlichen

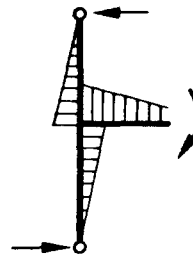


Bild 1

Differenzkräfte müssen über Verbundspannungen in einem  
sehr kurzen Bereich (Bauhöhe des Riegels) in die Stüt-  
zen-Längsbewehrung eingeleitet werden. Bild 2 zeigt den  
in einem Rahmenendknoten idealisierten Kräfteverlauf.  
Die Kräfte stehen untereinander im Gleichgewicht.

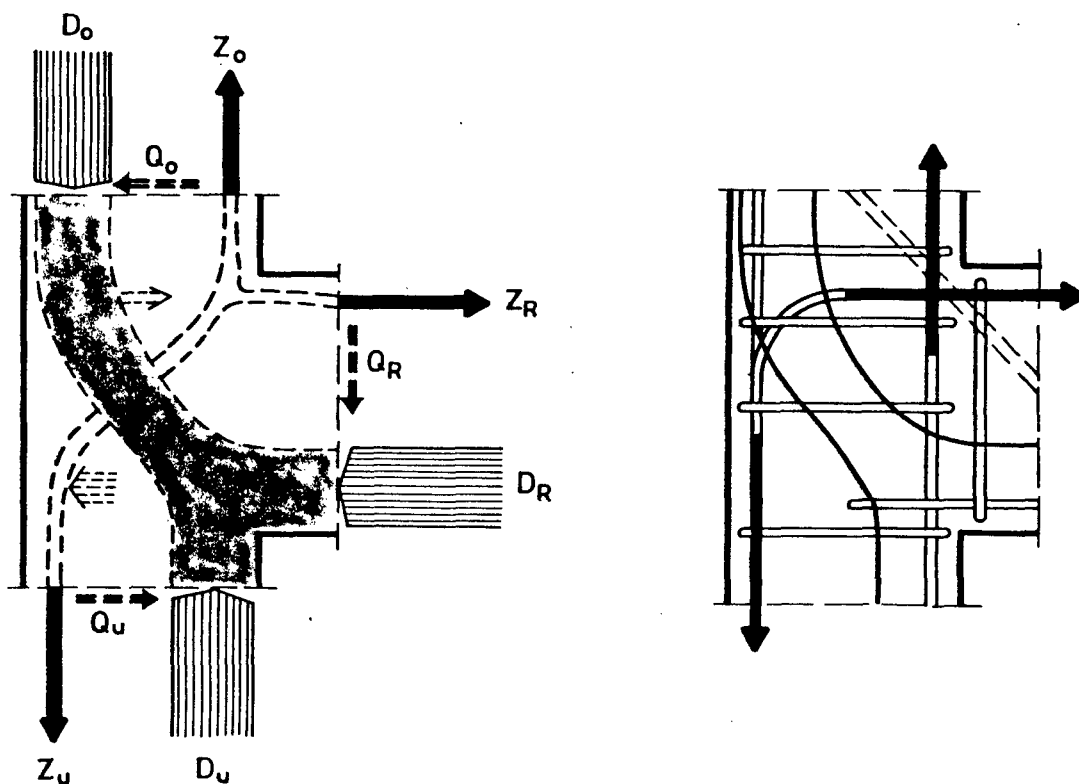


Bild 2 Idealisierter Kräfteverlauf in einem Rahmen-  
endknoten

Durch eine geeignete Bewehrungsführung sollen zwei Ziele erreicht werden: Erstens sind die Riegelkräfte ( $Z_R, D_R, Q_R$ ) in den Knoten einzuleiten, und zweitens müssen die Stützenkräfte zwischen oberem und unterem Anschnitt ( $D_O, Z_O \rightarrow D_U, Z_U$ ) umgelenkt werden.

Betrachtet man einen Rahmenendknoten im Zustand I (Bild 3), ergibt sich unter Momentenbelastung die über die Knotendiagonale a - a dargestellte Spannungsverteilung. Über die Diagonale b - b stellt sich qualitativ der gleiche Spannungsverlauf ein, jedoch mit anderem Vorzeichen.

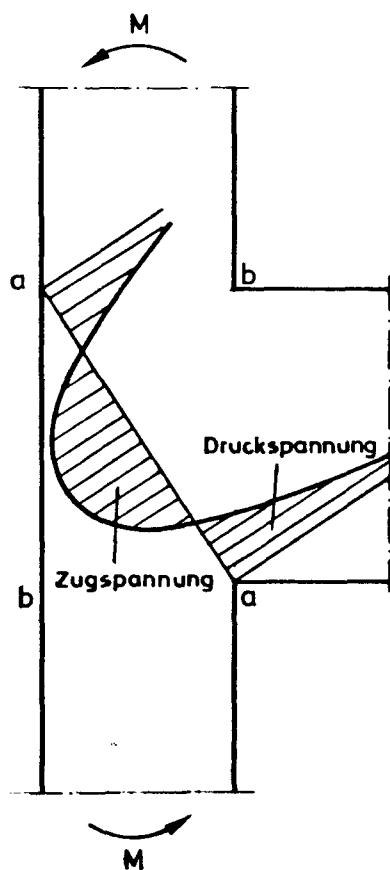


Bild 3 Spannungsverlauf  
Zustand I

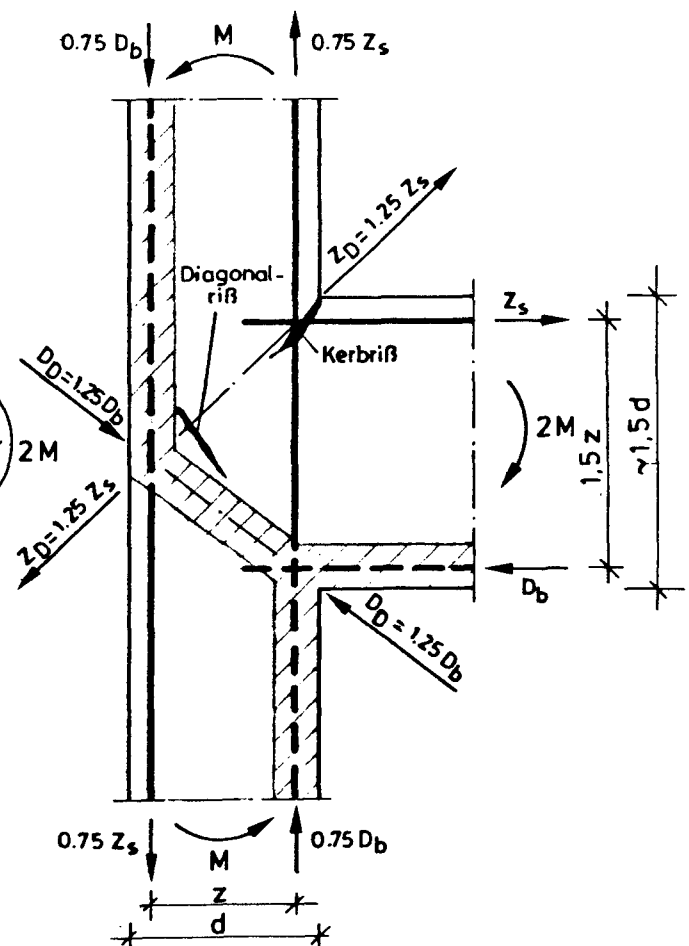


Bild 4 Idealisierter Kraft-  
verlauf nach Fach-  
werkanalogie

In einem Stahlbeton-Rahmenknoten wird unter dieser Momentenbeanspruchung beim Übergang von Zustand I zu Zustand II zunächst ein Kerbriß in der positiven Ecke auftreten. Bei weiter erhöhten Beanspruchungen führen die Zugkräfte im Knoten, die in Bild 4 mit Hilfe der Fachwerkanalogie abge-

leitet wurden, zu einem Diagonalriß im Knoten. Bild 4 ist als Beispiel für den Sonderfall der gleichmäßigen Aufteilung des Rieglmomentes auf die beiden Stiele bei bestimmtem Verhältnis der Bauhöhen von Riegel und Stiel zu verstehen.

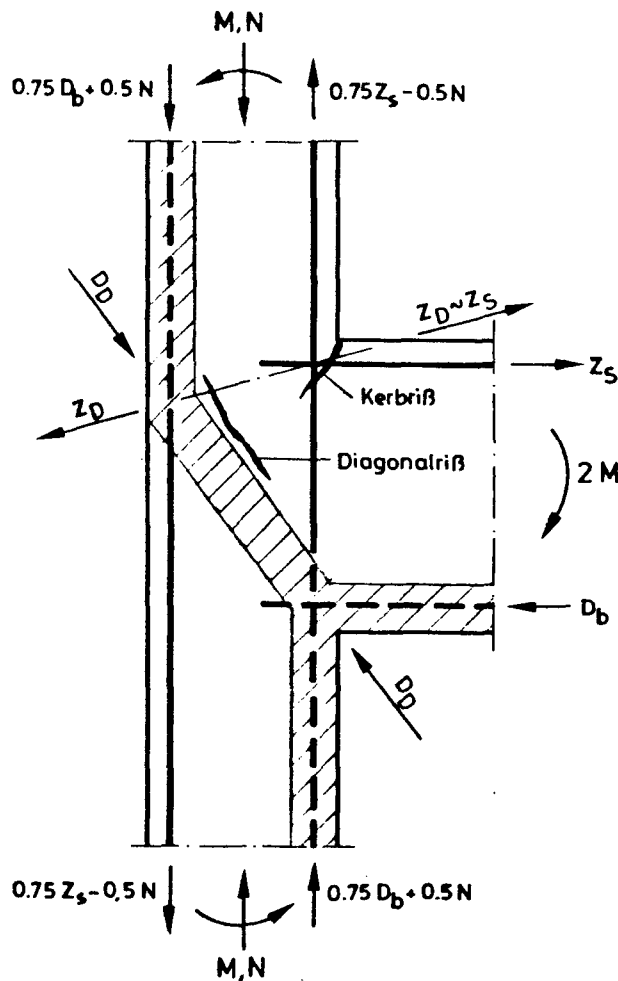


Bild 5 Idealisierter Kraftverlauf in einem Rahmenendknoten unter M/N-Belastung

In der Praxis wird die Stütze in der Regel noch durch Normalkräfte beansprucht. In dem oben gewählten Fachwerkmodell verläuft dann die Zugkraft  $Z_D$  flacher und die Druckkraft  $D_D$  steiler (s. Bild 5). Der Riß im Knoten wird annähernd parallel zur Druckdiagonale verlaufen, also relativ steil. Zu große Rißbreiten können dabei die Gebrauchsfähigkeit erheblich einschränken. Schließlich kann die Spannungs-konzentration in der unteren Ecke zu einem Versagen des Knotens führen, oder es kommt zu Abplatzungen an der Außenseite im oberen Bereich des Knotens an der Umlenkstelle der Druckkraft.

### 1.3 Ausgangssituation

Im ersten Versuchsabschnitt - AIF Forschungsprogramm Nr. 1687 "Tragverhalten der Stützenanschlüsse in Rahmen-ecken bei herabgesetzter Verankerungslänge der Anschluß-bewehrung" - ergaben sich z. T. erheblich geringere Traglasten als die rechnerisch ermittelten Bruchlasten. Es wurde hierbei festgestellt, daß nicht nur die Stützen-längsbewehrung allein für das Tragverhalten im Bereich



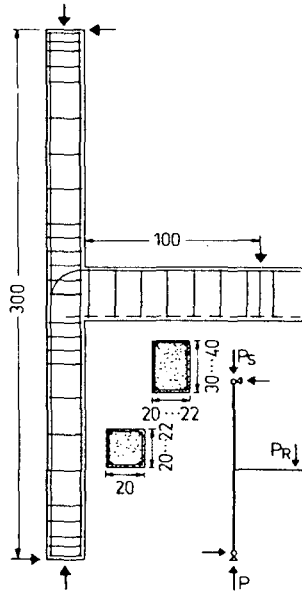


Bild 6 Tragsystem  
und Prüfkörper  
aus 1. Ver-  
suchsabschnitt

von Rahmenknoten maßgebend ist. Die Auswertung der Dehnungsmessungen zeigte, daß zwar die in der Zugzone der Stütze liegenden Bewehrungsstäbe am Anschnitt Ober- bzw. Unterkante des Riegels die aus der Momentenbeanspruchung resultierenden Zugkräfte aufnehmen, die in der Druckzone liegende Längsbewehrung jedoch nur einen Teil der ihr rechnerisch zugewiesenen Druckkraft erhielt. Die hierdurch aus Gleichgewichtsgründen bedingte zusätzliche Beanspruchung der Betonbiegedruckzone muß zwangsläufig zu einer Traglastminderung der betrachteten Knotenanschnitte führen.

Ein weiterer Grund für die Abminderung der Traglast dürfte der von den rechnerischen Voraussetzungen abweichende Kräftefluß im Knotenbereich sein. Die vertikalen Druck- und Zugkraftkomponenten der Stütze müssen aus Gleichgewichtsgründen durch die Riegel-Biegekräfte umgelenkt werden. Während die Biegedruckkraft des Riegels einwandfrei eingetragen werden kann und durch den sich einstellenden zweiaxialen Druckspannungszustand sogar günstig auf die Festigkeit des Betons wirkt, zeigen sich Schwierigkeiten bei der Einleitung der Riegel-Biegezugkräfte.

Die Auswertung des ersten Versuchsabschnittes ergab, daß die im Knotenbereich unter Gebrauchslast auftretenden Verbundspannungen die in DIN 1045 angegebenen zulässigen Werte zum Teil um ein Mehrfaches überschreiten. Dies führt zumindest bereichsweise zu einer Zerstörung des Verbundes sowie Gleiten der Bewehrung und erklärt die zu geringe Ausnutzung der Stützenlängsbewehrung im Bie-

gedruckbereich. Die günstige Wirkung aus dem Querdruck der Riegeldruckkraft kann diese Erscheinungen nicht verhindern, ebensowenig wie eine Konzentrierung der Bügel im Bereich der Stützenanschlüsse.

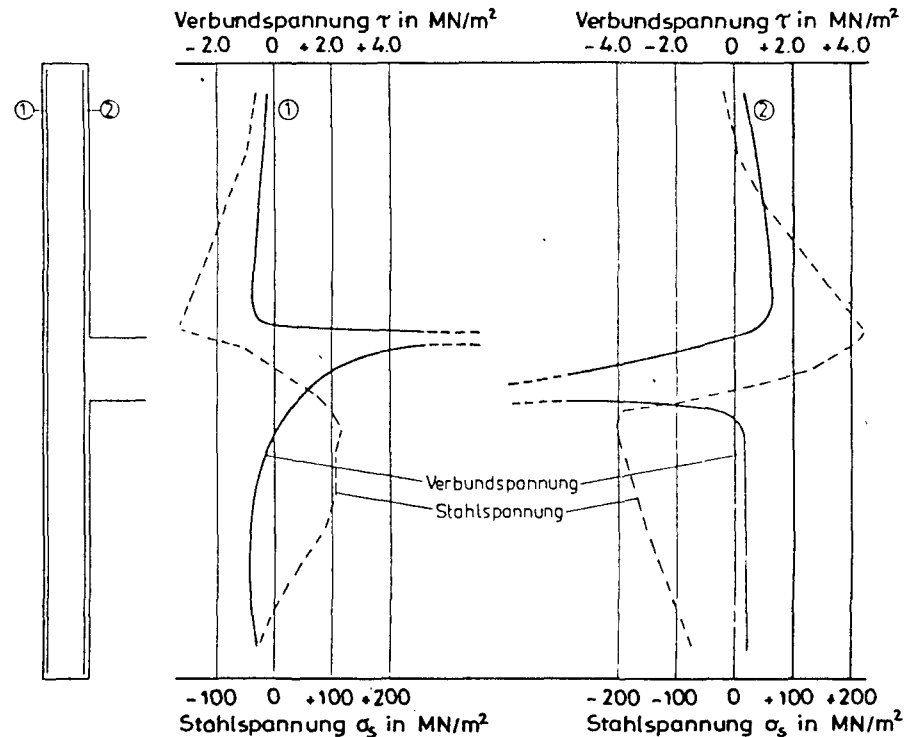


Bild 7 Verlauf der Verbund- und Stahlspannungen der Stützenbewehrung unter 1,5facher Gebrauchslast

In Bild 8 sind die Wirkungsgrade der Versuche von Nilsson, Taylor und Kordina angegeben. Deutlich zeigt sich hier die Tendenz, daß bei zunehmender Riegel-Biegezugbewehrung der Wirkungsgrad des Rahmenendknotens geringer wird. Für die folgenden Versuche ist daher nur der Bereich mit  $\mu_z > 1,0 \%$  interessant. Die Versuchsergebnisse des zweiten Versuchsabschnittes wurden in Bild 8 nicht eingetragen.

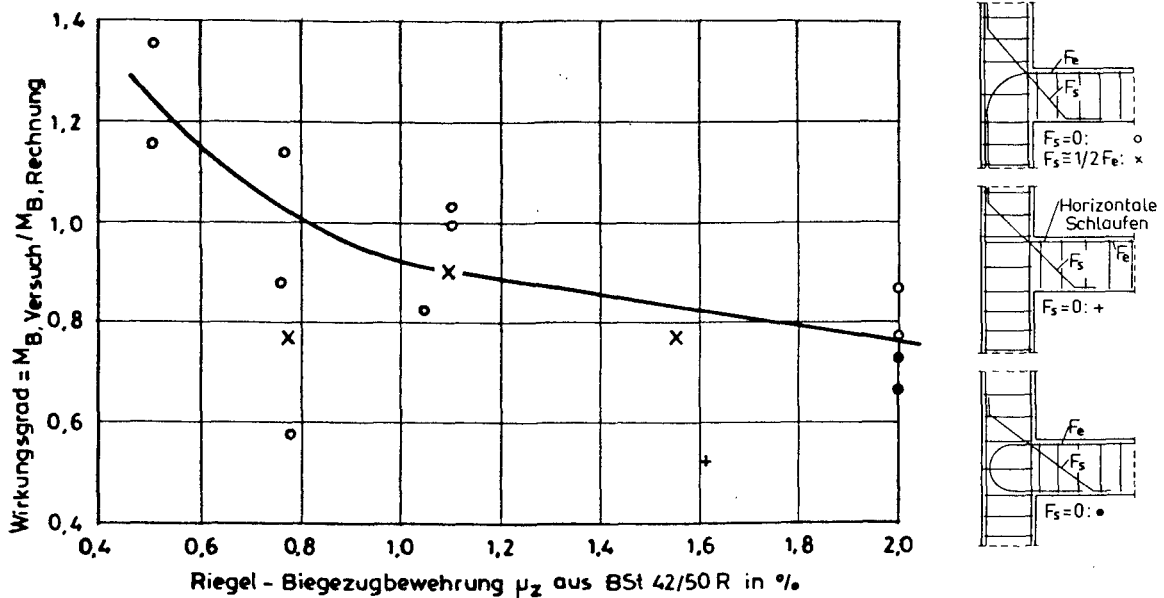
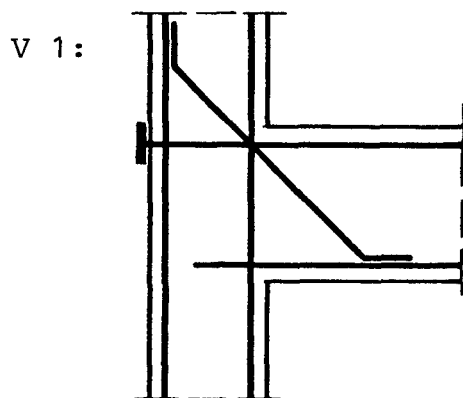


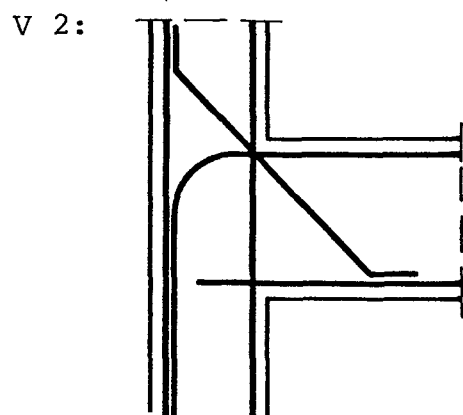
Bild 8 Wirkungsgrad von Rahmenendknoten bezogen auf das aufgenommene Rieгельmoment

Aufgrund der gewonnenen Ergebnisse wurden im zweiten Versuchsabschnitt Rahmenendknoten mit den nachstehend skizzierten Bewehrungsführungen konzipiert.



Riegel: 2 Ø 20 verankert an der Außenseite der Stütze durch eine Ankerplatte

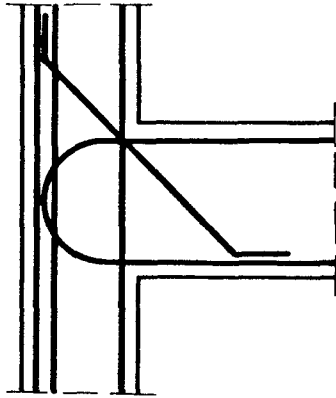
Stütze: Bügel Ø 8,  $a = 8$  cm im Knotenbereich



Riegel: 3 Ø 20 in Stütze abgebogen

Stütze: Bügel Ø 8,  $a = 6$  cm im Knotenbereich

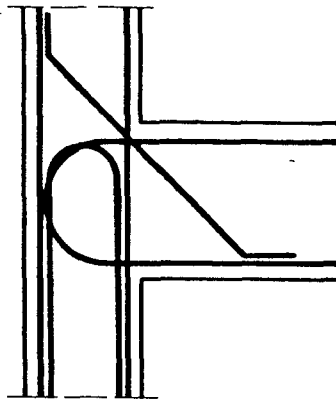
V 3:



Riegel: 3  $\emptyset$  rückgebogen  
in den Riegel

Stütze: Bügel  $\emptyset$  8,  $a = 6$  cm  
im Knotenbereich;  
2  $\emptyset$  16 Zulage an  
der Außenseite

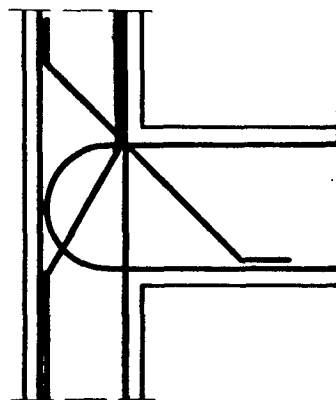
V 4:



Riegel: 3  $\emptyset$  20 rückgebogen  
in den Riegel

Stütze: Steckbügel  $\emptyset$  8,  
 $a = 6$  cm im Knoten-  
bereich; 2 verti-  
kale Schlaufen  $\emptyset$  16  
Zulage

V 5:



Riegel: 3  $\emptyset$  20 rückgebogen  
in den Riegel

Stütze: Steckbügel  $\emptyset$  8,  
 $a = 7^5$  cm im Kno-  
tenbereich, Zulage  
2  $\emptyset$  16 in Richtung  
der Zugdiagonalen

Die Versuchskörper wurden jeweils aus Beton der Güte B 25 (Bn 250) und mit Baustahl BSt 420/500 (BSt 42/50) hergestellt. Die Vertikalbewehrung der Stütze bestand aus 4  $\emptyset$  16 mit Verbügelung  $\emptyset$  8,  $a = 20$  cm. Die Riegel wurden mit  $\emptyset$  8,  $a = 15$  bzw. 10 cm verbügelt.

In allen Versuchen wurde über die positive Ecke eine Diagonalbewehrung eingebaut. Schon bei Rahmenecken mit positiver Momentenbelastung hat sich herausgestellt, daß eine wesentliche Traglaststeigerung bei Anordnung

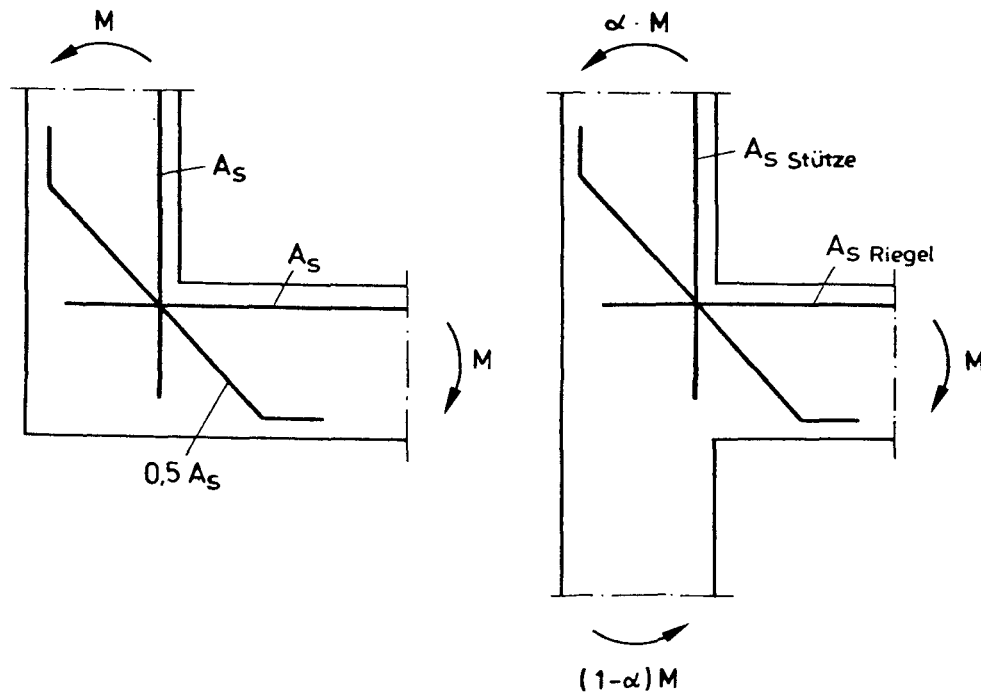


Bild 9 Anordnung einer Diagonalbewehrung

einer Diagonalbewehrung mit  $A_{sD} \cong 0,5 A_s$  erzielt werden kann. In den Versuchen V 1 - V 4 wurde diese Diagonalbewehrung mit  $A_{sD} \cong 0,5 A_{sR}$  angesetzt, während man im Versuch V 5 von der Überlegung ausging, daß bei dem vorliegenden statisch bestimmten Tragsystem nur das halbe Rieglmoment in die oberen Stützenabschnitte eingeleitet, also auch nur die halbe Diagonalbewehrung ( $A_{sD,5} \cong 0,25 A_{sR}$ ) erforderlich wird.

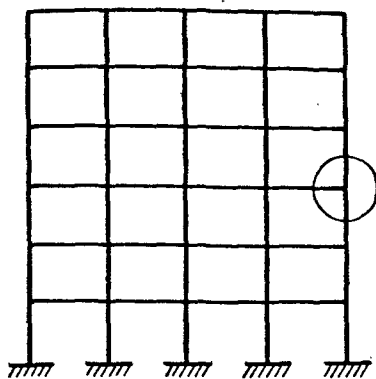
Mit der Außenverankerung des Versuches V 1 sollte die Umlenkung der Druckkraft an der Außenseite des Knotens sichergestellt werden, wodurch gleichzeitig das in den vorhergehenden Versuchen beobachtete Abplatzen der Betonaußenschale verhindert werden sollte. Im Versuch V 2 wurde die Riegelbewehrung, wie es häufig in der Praxis anzutreffen ist, in die Stütze abgebogen.

In den Versuchen V 3, V 4 und V 5 sollte eine fertigungstechnisch günstige Lösung (mögliche Arbeitsfuge am unteren Stützenanschnitt ohne störende, seitlich abstehende Riegelbewehrung) untersucht werden. Zusätzlich wurde im Versuch V 3 die äußere Stützenlängsbewehrung durch Zulagen verstärkt, während bei V 4 aus dem unteren Stützenabschnitt eine Schlaufe in den Knoten eingebunden wurde. Bei rechtwinkligen Rahmenecken sind mit dieser doppelten Schlaufenanordnung sowohl bei positivem wie auch bei negativem Momentenangriff gute Ergebnisse erzielt worden. Optimale Ergebnisse könnten bei Schlaufenanordnung aus allen drei Anschnitten erwartet werden, jedoch ist dies aus Platzgründen (Unterbringung der Bewehrung) nicht möglich. Im Versuch V 5 wurde daher eine Verstärkung der Bewehrung jeweils auf der Zugseite vorgenommen. Um im Knoten einen mehraxialen Spannungszustand zu erzeugen, wurden in den Versuchen V 4 und V 5 horizontale Steckbügel angeordnet, die in den Riegel mit voller Verankerungslänge eingebunden wurden.

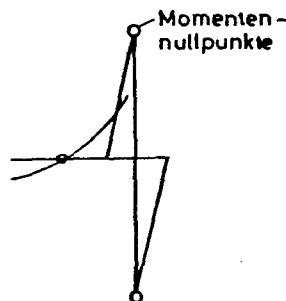
## 2. Versuchsdurchführung

### 2.1 Versuchskörper

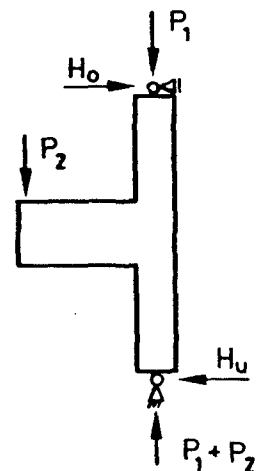
Die Form des Versuchskörpers ergab sich aus der Überlegung, aus einem hochgradig unbestimmten Rahmensystem einen Randknoten mit den anschließenden Rahmenteilen durch Schnitt in den Momentennullpunkt herauszulösen.



a. Rahmensystem



b. Momentenverlauf



c. Versuchskörper

Hierdurch ist gleichzeitig die Art der Lagerung vorgegeben - am Stützenfuß ein Linienkipplager, am Stützenkopf ein horizontal unverschiebliches Gleit-Drehlager. Eine horizontale Unverschieblichkeit des Knotens im Rahmensystem wurde im Versuch nicht erzwungen; es wurde eine statisch bestimmte Lagerung vorgesehen. Unterschiedliche Steifigkeiten und Momentenkrümmungsbeziehungen zwischen dem oberen und unteren Abschnitt der Stütze führen im Versuch zu horizontalen Knotenverformungen.

Die Höhe der Stütze wurde in Anlehnung an praxisnahe Stockwerkshöhen mit 3,0 m festgelegt; der Abstand der Einleitungsstelle der Kragarmlast zur Stützenachse war aus versuchstechnischen Gründen mit ca. 1,10 m vorgegeben, entspricht zugleich aber auch der Entfernung des Momentennullpunktes im Riegel des statisch unbestimmten Rahmensystems. Die Stützenquerschnitte wurden mit den Abmessungen 20/20 cm bis 23/25 cm ausgebildet; der Riegel hatte bei einer Breite von 20 bis 23 cm eine Höhe von 30 oder 35 cm und im Versuch V 5 eine Höhe von 39 cm. Die Versuchskörper wurden liegend hergestellt. Genauere Angaben können dem Kapitel 4.2 entnommen werden.

## 2.2 Berechnung der Bruchschnittgrößen und Belastung

Die Berechnung der Bruchschnittkräfte erfolgte nach den Grundlagen und Annahmen der DIN 1045, wobei für die Betondruckzone jeweils nur die Nettoquerschnittsfläche angesetzt wurde. Für den Stahlquerschnitt wurde grundsätzlich nur die durchlaufende Stützenbewehrung (je Seite 2  $\emptyset$  16) angesetzt, d. h., die abgebogene Riegelbewehrung (Versuch V 2) oder die schlaufenartige Zulage im unteren Stützenabschnitt (Versuch V 4) wurden bei der Berechnung der Bruchschnittkräfte nicht berücksichtigt. Die Werkstoffeigenschaften des Stahles wurden nach DIN 1045, Bild 14, als bilineare Funktion zwischen Spannung und Dehnung angesetzt, wobei der Wert für die Streckgrenze  $\beta_s$  an Proben der verwendeten Bewehrungsstäbe be-

stimmt wurde. Für die Ermittlung der Sollbruchlasten wurde  $\sigma_B$  aus der Druckfestigkeit an Prismen mit den Abmessungen 15/15/70 cm bestimmt, die zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung geprüft wurden (i. d. R. 28 Tage nach Herstellung der Versuchskörper). Diese Interaktionskurven sind in den Anlagen als durchgezogene Linien gezeichnet.

In jeweils weiteren Interaktionskurven (gestrichelt dargestellt) sind die Bruchschnittkräfte für die Stützenanschnitte ohne Mitwirkung der Druckbewehrung aufgetragen.

Hinsichtlich der Aufteilung des Riegemomentes auf die beiden Stützenabschnitte ist der Versuchskörper statisch bestimmt; das Riegemoment wird nach den geometrischen Gegebenheiten je zur Hälfte in die obere bzw. untere Stütze umgeleitet, wobei - im Unterschied zu einem wirklichen Bauwerk - Steifigkeitsunterschiede der Stützen oder unterschiedliche Winkeltreue der Knotenanschlüsse ohne Einfluß auf die Momentenaufteilung bleiben.

Es ist ferner darauf hinzuweisen, daß wegen der begrenzten Mittel der Einfluß von Dauerlasten im Versuch nicht erfaßt werden konnte.

Für die Ermittlung der Laststufen konnten nur geschätzte Werte der Betonfestigkeit herangezogen werden. Hierzu wurde  $\sigma_B$  aus den 14- bzw. 21-Tagesfestigkeiten der Würfelproben bestimmt.

Da es sich hier um Kurzzeitversuche handelt, wurde der Einfluß der Dauerstandsfestigkeit auf den Rechenwert  $\sigma_B$  nicht berücksichtigt.

Die Belastung wurde mit zwei unabhängigen Pressensystemen aufgebracht. Hierdurch konnten beliebige Verhältnisse der Stützenlast  $P_1$  zur Riegellast  $P_2$  erzielt wer-



den. Für die Bestimmung der Laststufen wurden zunächst in den einzelnen Bemessungsquerschnitten an den Knotenanschnitten aus den Bruchschnittkräften im M/N-Diagramm die zulässigen Gebrauchsschnittkräfte ermittelt. Aus den jeweils maßgebenden Werten wurden Belastungsdiagramme in Abhängigkeit von Riegel- und Stützenauflast berechnet. Die Intervalle zwischen den einzelnen Lastgruppen gleichen Sicherheitsbeiwertes betrugen jeweils  $1/4$  der rechnerisch zulässigen Gebrauchslast (vgl. Bild 11).

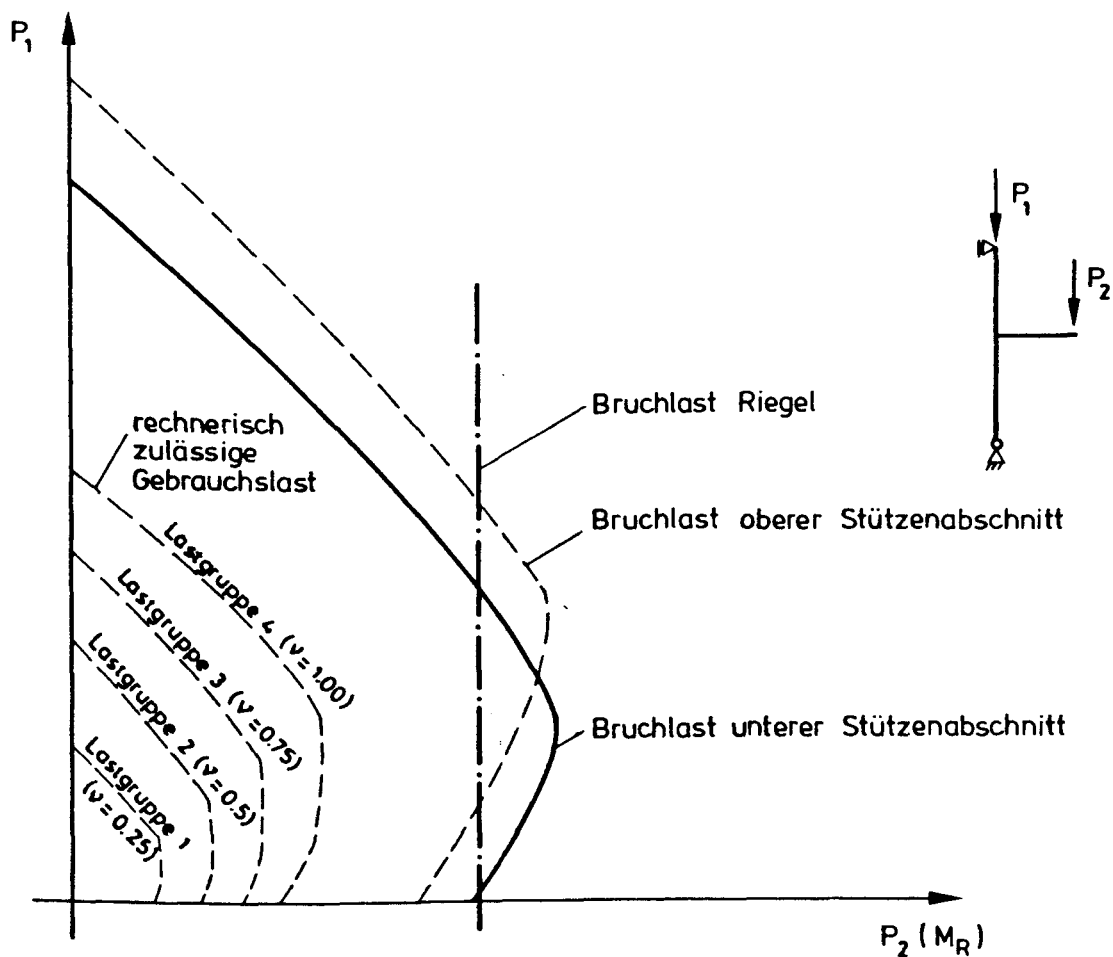


Bild 11 Zur Ermittlung der Laststufen

### 2.3 Messungen

An den wichtigsten Querschnittsstellen wurden die Stahldehnungen mit Dehnmeßstreifen der Firma Hottinger, Darmstadt, Typ LY 11-6/120 (Meßgitterlänge 6 mm, Widerstand 120 Ohm) und im Bereich der Druckzone die Stauchungen mit auf der Betonoberfläche aufgeklebten Dehnungsstreifen Typ LP 21-60/120 gemessen. Die wirksame Meßlänge beträgt hierbei 60 mm, so daß die Einflüsse aus der Inhomogenität des Betons sehr gering sind.

Besonderes Augenmerk wurde auf Verformungsmessungen gelegt. Neben den Verschiebungen der Knotenanschnitte wurde auch die Winkelverdrehung des Knotens gemessen.

### 3. Beschreibung der Versuche

#### 3.1 Abmessungen und Bewehrung der Versuchskörper

Die Abmessungen und die Bewehrung sind den Anlagen 1, 2, 5, 8, 11 und 15 zu entnehmen. Die Stützen wurden bei allen Versuchskörpern mit 4  $\emptyset$  16, BSt 42/50 RU bewehrt; die Stützenbügel hatten einen Abstand von 20 cm; im Bereich des Knotens wurden die Bügelabstände auf  $8,7^5$  bzw. 6 cm reduziert. In den Versuchen V 4 und V 5 wurden die Bügel haarnadelförmig in den Riegel eingebunden. Die Einzelheiten der Riegelbewehrung sind der folgenden Tabelle zu entnehmen.

Versuch	Riegelhauptbewehrung				Schrägbew.		Bügelbew.	
	$\emptyset$	$A_s$	h	$\mu$	$\emptyset$	$A_s$	$\emptyset$	$a_s$
		cm <sup>2</sup>	cm	%		cm <sup>2</sup>		cm <sup>2</sup> /m
V 1	2 $\emptyset$ 20	6,3	26,5	1,19	1 $\emptyset$ 20	3,1	$\emptyset$ 8/15	3,35
V 2	3 $\emptyset$ 20	9,4	31,5	1,30	2 $\emptyset$ 18	5,1	$\emptyset$ 8/15	3,35
V 3	3 $\emptyset$ 20	9,4	31,5	1,30	2 $\emptyset$ 18	5,1	$\emptyset$ 8/15	3,35
V 4	3 $\emptyset$ 20	9,4	32,0	1,28	2 $\emptyset$ 18	5,1	$\emptyset$ 8/10	5,00
V 5	3 $\emptyset$ 20	9,4	37,0	1,10	2 $\emptyset$ 16	4,0	$\emptyset$ 8/10	5,00

Tabelle 1 Übersicht Bewehrung

Der Biegerollendurchmesser der Riegelbewehrung betrug bei

$$\begin{array}{ll}
 \text{V 2} & d_B = 30 \text{ cm} \rightarrow 15 d_e, \\
 \text{V 3} & d_B = 26 \text{ cm} \rightarrow 13 d_e, \\
 \text{V 4} & d_B = 27 \text{ cm} \rightarrow 13,5 d_e, \\
 \text{V 5} & d_B = 30 \text{ cm} \rightarrow 15 d_e.
 \end{array}$$

Die seitliche Betondeckung der Riegelbewehrung betrug  $4,1 \text{ cm} \leq 5,00 \text{ cm}$  bzw.  $\leq 3 d_e = 6,0 \text{ cm}$ . Nach DIN 1045, Tab. 19, Zeile 7 ergibt sich hier ein erforderlicher Biegerollendurchmesser von  $d_B \geq 20 d_e$ . Bei den Versuchen V 3 und V 4 wird der mögliche Biegerollendurchmesser durch die Riegelgeometrie bestimmt. Ferner sollte

bei allen Versuchen der Beginn der Krümmung im Querschnitt der Stütze liegen. Der nach DIN 1045 geforderte Biegerollendurchmesser hätte sich also nur durch Verkleinerung der Stabdurchmesser erreichen lassen, was aber gleichzeitig eine unerwünschte Reduzierung des Bewehrungsgehaltes bedeutet hätte. Es wurde daher auf eine strikte Einhaltung des zulässigen Wertes  $d_B$  nach DIN 1045, Tab. 19, verzichtet.

Der Querschnitt der Schrägbewehrung wurde in den Versuchen 1 - 4 mit  $A_{s,s} \approx 0,5 A_{sRiegel}$ , in Versuch V 5 mit  $\sim 0,25 A_{sRiegel}$  festgelegt.

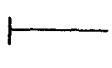

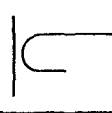
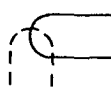
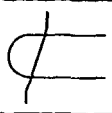
Weitere Einzelheiten zu den Versuchskörpern sind in den Anlagen beschrieben.

### 3.2 Tragfähigkeit der Knoten

Aus dem Verhältnis der erreichten Bruchlast zur rechnerischen bestimmt sich der Wirkungsgrad  $\eta$  des Rahmenendknotens. Die rechnerische Bruchlast wird hierbei im M/N-Diagramm durch den Schnittpunkt der Bruchlastkurve mit der Geraden des Lastverhältnisses  $P_1/P_2$  bestimmt, bei dem der Versuchskörper versagt hat. In Tabelle 2 a sind die Bruchschnittkräfte des jeweilig maßgebenden Stützenanschnittes angegeben, wobei die Stützenbewehrung bei der Ermittlung der Bruchlastkurve mit angerechnet wurde. In Tabelle 2 b dagegen sind die Wirkungsgrade ermittelt ohne Mitwirkung der Druckbewehrung in den Stützenanschnitten. Wie schon im ersten Versuchsabschnitt läßt sich auch hier feststellen, daß ein Grund für das frühzeitige Versagen des Versuchskörpers die Verbundschwächung im Knotenbereich ist, wodurch sich die Stützenbewehrung im Biegedruckbereich z. T. der Lastaufnahme entzieht.

In den Darstellungen der Sollbruchlasten und Versuchslaststufen sind die Interaktionskurven mit Berücksichtigung der Druckbewehrung mit durchgezogenen Linien eingetragen, während die Interaktionskurven ohne Berück-

sichtigung der Druckbewehrung gestrichelt in die jeweiligen Diagramme eingezeichnet sind (s. Anlagen Nr. 4, 7, 10, 14 und 17).

Versuch	V 1	V 2	V 3	V 4	V 5
Skizze Riegel Bewehrung					
a Bruchlast $N_u$ der Stütze kN	213	650	525	770	551
Lastverhältnis $P_2/P_1$	$\sim 1 : 3$	$\sim 1 : 5$	$1 : 5$	$1 : 7$	$\sim 1 : 5$
rechnerische Bruchlast $N_{uR}$ kN	312	668	643	805	618
Wirkungsgrad $\eta$	0,68	0,97	0,82	0,96	0,89
erreichter Sicherheitsbeiwert	1,19	1,92	1,60	1,95	1,76
$\epsilon_D/\epsilon_S$ für $N_{uR}$	- 3,5/3,0	- 3,5/1,0	- 3,5/1,25	- 3,5/0,60	- 3,5/1,0
geforderter Sicherheitsbeiwert	1,75	1,98	1,95	2,03	1,98
b rechnerische Bruchlast $N_{uR}$ der Stütze kN	226	493	495	635	462
Wirkungsgrad $\eta$	0,94	1,32	1,06	1,21	1,19
erreichter Sicherheitsbeiwert	1,75	2,61	1,99	2,22	2,35
$\epsilon_D/\epsilon_S$ für $N_{uR}$	- 3,5/2,1	- 3,5/1,1	- 3,5/1,3	- 3,5/0,85	- 3,5/1,1
geforderter Sicherheitsbeiwert	1,86	1,97	1,88	1,84	1,97

Tab. 2 Versuchsergebnisse bezogen auf Stützenanschnitt  
a) mit Ansatz Druckbewehrung  
b) ohne Ansatz Druckbewehrung

Im Bruchlastfall wird jedoch nicht grundsätzlich der größte Wirkungsgrad erreicht. Aufgrund der unterschiedlich angesetzten Betonfestigkeiten bei der Berechnung

der Versuchslaststufen (cal  $\beta$  aus der Würfelfestigkeit) und der nachträglichen Auswertung (cal  $\beta$  aus der Prismenfestigkeit zum Zeitpunkt des Versuches) liegen die einzelnen Lastgruppen nicht exakt auf den Linien mit gleichem  $v$ . In Tabelle 3 sind für die Versuche V 1 - V 4 zusätzlich die Wirkungsgrade für einige andere Laststufen berechnet, die nicht zum Bruch führten.

Versuch	V 1			V 2	V 3	V 4
Laststufe	23	24	25	46	36	39
$P_1$	50	395	320	585	645	201
$P_2/P_1$	1:1	1:7	1:5	1:5	1:7	1:2
rechnerische Bruchlast	74	595	460	606	812	225
Wirkungsgrad $\eta$	0,67	0,66	0,70	0,96	0,79	0,89
erreichter Sicherheitsbeiwert	1,17	1,32	1,32	1,87	1,60	1,56
geforderter Sicherheitsbeiwert	1,75	1,99	1,89	1,95	2,02	1,75

Tab. 3 Wirkungsgrade bei einigen Laststufen

In Tabelle 4 sind die Wirkungsgrade der Knoten auf die Bruchschnittkräfte der Riegel bezogen. Hierbei entspricht der Wert der Bruchlast  $N_u$  dem des Riegelbruchmomentes, da der Abstand Lasteinleitung - Knotenanschnitt  $a = 1,00$  m betrug. Die erreichten Bruchlasten wurden überwiegend durch Versagen des Knotens bestimmt; die Riegel hätten in der Mehrzahl der Versuche noch höhere Momente aufnehmen können. Im Versuch V 5 konnten so durch Vergrößerung der Riegelbauhöhe die rechnerischen Bruchlasten bei weitem nicht erreicht werden.

Versuch	V 1	V 2	V 3	V 4	V 5
Bruchlast $N_u$ Riegel [kN]	66	117	105	110	100
rechnerische Bruchlast $N_{UR}$ [kN]	70,1	116,8	124,7	122,0	138,5
Wirkungsgrad $\eta$	0,94	1,00	0,84	0,90	0,72

Tab. 4 Versuchsergebnisse bezogen auf Riegelanschnitt

### 3.3 Rißbild und Bruchverhalten

#### Versuch V 1

Die ersten Biegezugrisse im Versuchskörper traten schon sehr früh im Bereich des Anschnittes Riegel - Stütze auf. Die Länge der Risse im Riegel und in den Zugbereichen der Stütze betrug ungefähr 10 cm bei einer Rißbreite von ca. 1/10 mm. Im Knotenbereich verlängerten sich die Risse bei den Laststufen 6 - 7, wobei die Richtung ungefähr diagonal durch den Knoten von der Ankerplatte in die Druckecke verlief. Der Druckbereich blieb unter Gebrauchslast noch rissefrei. Bei Steigerung der Belastung über die Gebrauchslast hinaus traten auch in der Betondruckzone Risse auf, und in der Laststufe 24 ließen sich dort die ersten Abplatzungen feststellen. Während sich der Versuchskörper unter der folgenden Laststufe 25 noch stabil verhielt, konnte die nächste Laststufe nicht mehr erreicht werden. Der Bruchriß ging von der Innenecke aus und verlief diagonal über den Knotenbereich. Oberhalb der Ankerplatte trat ebenfalls ein Versagen der Betondruckzone auf.

#### Versuch V 2

Außer einem kleinen Kerbriß in der Zugecke des Riegels (Riß Nr. 1) traten bei diesem Versuchskörper die ersten Biegerisse erst bei den Laststufen 8 - 10 unter unge-

fähr 0,5facher Gebrauchslast auf. Diagonal im Knoten verlief hierbei ein Harriß mit 1 - 2/100 mm Rißbreite. Erst bei Laststufen mit großer Exzentrizität  $e/d$  und bei 1,0facher Gebrauchslast (Laststufe 24) weitete sich dieser Riß auf 12/100 mm (Riß 5 in der Anlage 6). Bei geringeren Exzentrizitäten ( $P_1/P_2 \geq 5 : 1$ ) und bei weiterer Laststeigerung wurde der Riß z. T. überdrückt, während er sich bei Lastexzentrizitäten mit  $P_1/P_2 \leq 3 : 1$  sowohl verlängerte wie auch aufweitete.

Die Risse auf der Rückseite der Stütze (Riß Nr. 7 und 8) traten zwar sehr früh auf, vergrößerten sich jedoch bis zum Bruch nur geringfügig. Aufgrund der abgebogenen Riegelbewehrung ist die Zugbewehrung der Stütze in diesem Bereich erheblich verstärkt.

Während der letzten Belastungsänderungen verlängerte sich der Diagonalriß im Knoten nach oben, wobei sich die Rißufer geringfügig parallel verschoben. Die Rißufer zeigten kleine Nebenrisse und Abspaltungen, offensichtlich eine Folge der Parallelverschiebung der Rißufer im Zusammenhang mit der parallel zum Riß verlaufenden hohen Druckkraft und der Schubbeanspruchung im Rißbereich. Bei der Laststufe 46 ( $P_1/P_2 = 587/117$  kN) zeigte die Stütze schon Instabilitäten. Die Meßuhren für die Verschiebungsmessungen kamen nicht mehr zum Stillstand; das endgültige Versagen trat jedoch erst nach einer geringfügigen Steigerung der Last  $P_1$  auf. Das Bruchbild zeigt ein eindeutiges Versagen der Druckstrebe am oberen Riegelanschnitt.

### Versuch V 3

Die ersten Biegerisse zeigten sich in den am Knoten anschließenden Querschnitten unter 0,5facher Gebrauchslast bei der Laststufe 6. Im Knoten selbst bildeten sich Diagonalrisse erst bei Belastungen mit größerer Exzentrizität. Unter hoher Vertikalbelastung verringerte sich - wie schon in den Versuchen vorher - die Rißbreite der Diagonalrisse.



Nach Durchfahren aller Versuchsstufen im Bereich der Gebrauchslasten wurde mit der Basislast  $P_1/P_2 = 210/70$  kN bei einer Amplitude von  $P_2 = 49 - 73$  kN der Riegel 10.000 Lastwechseln ausgesetzt. Während sich die Biegezugrisse nahezu nicht veränderten, entstanden noch einige Diagonalrisse, und bei den bestehenden vergrößerte sich die Rißbreite unter dem Lastverhältnis 1 : 3 von 20/100 mm vor auf 22/100 mm nach der Lastwechselbeanspruchung. Die maximale Rißbreite wurde am Kerbriß in der einspringenden Ecke mit 40/100 mm vor und 65/100 mm nach den Lastwechseln gemessen. Unter der Laststufe 34 bei ca. 1,25facher Gebrauchslast bildeten sich entlang des Diagonalrisses wieder kleine Nebenrisse, und an den Enden des Rißbereiches - also jeweils in der Druckecke des Knotens - zeigten sich oberflächliche Abplatzungen, was wiederum auf eine sehr hohe Auslastung der Druckdiagonalen schließen läßt. Der Bruch trat unter Laststufe 37 ein. Die Belastung wurde voll erreicht, die Risse im Knotenbereich weiteten sich jedoch während der Laststandzeit, und in der inneren Druckecke kam es zu geringen Abplatzungen, während am oberen Ende der Diagonalrisse in der äußeren Druckecke größere Abplatzungen entstanden. Die Last konnte aufgrund der immer größer werdenden Verformungen nicht mehr gehalten werden.

#### Versuch V 4

Der erste Kerbriß am Riegelanschnitt trat bei Laststufe 3 unter 0,25facher Gebrauchslast auf. Bei den folgenden Laststufen entstanden in den anschließenden Querschnitten die üblichen Biegerisse. Bis auf einen Riß im unteren Bereich des Knotens, der bei Laststufe 8 aufgetreten war, blieb der Knoten selbst bis zur Laststufe 18 (1,0fache Gebrauchslast) rissefrei. Deutlich sichtbare Risse im Knoten erschienen erst unter der Wechselbelastung mit der Basislast der Laststufe 18 ( $P_1 = 216$  kN,  $P_2 = 50,4 - 79,2$  kN) mit Rißbreiten von 10 - 15/100 mm (Riß 3, 4 und 5, Anlage 13). Die Ursache für die im Vergleich zu den anderen Versuchen später auf-

tretenden Diagonalrisse dürfte sowohl in der durch Schlaufen aus zwei Richtungen umschlossenen Betonzone wie auch in der Ausbildung der Steckbügel im Knotenbereich zu sehen sein. Auch bei den Laststufen über der 1,0fachen Gebrauchslast weiteten sich die Risse nicht in dem Maß wie in den vorherigen Versuchen; die gemessenen Rißbreiten lagen ca. 20 - 30 % niedriger.

Unter der Laststufe 39 bei 1,5facher Gebrauchslast und mit geringer Stützenauflast - also Schnittkräfte mit großer Ausmitte - entstanden im Knotenbereich mehrere Diagonalrisse, und die Verformungen des Versuchskörpers wuchsen stark an. Die Last konnte jedoch noch in dieser wie auch in der nächsten Laststufe gehalten werden.

Unter 1,75facher Gebrauchslast mit der Belastung  $P_1$  aus Laststufe 41 zeigte die Stütze noch ein stabiles Verhalten. Nach Belastung des Riegels weiteten sich jedoch die Risse im Knotenbereich erheblich, und am oberen Stützenanschnitt entstanden auf der Betonoberfläche geringfügige Abplatzungen. Nach kurzer Laststandzeit kam es schließlich im Anschnitt OK Riegel an der Außenseite zum Versagen der Betondruckzone.

#### Versuch V 5

Im Versuch V 5 wurde auf die Laststufen mit  $v = 0,25$  verzichtet, da diese wenig aussagekräftig sind.

Bei diesem Versuch trat am Riegelanschnitt der erste Kerbriß schon bei der Laststufe 1 auf; die Rißbreite ist jedoch kaum meßbar ( $w < 1/100$  mm). Erst bei Laststufe 5 ( $P_1/P_2 = 1 : 1$ ,  $v = 0,5$ ) weitete sich der Kerbriß auf  $5/100$  mm auf. Wie schon im Versuch V 4 sind auch hier die Risse im eigentlichen Knotenbereich unter Gebrauchslasten geringer. Lediglich in der Zugzone des unteren Stützenabschnittes zeigten sich wie in den übrigen Versuchen deutliche Risse.

Nach 10.000 Lastwechseln mit  $P_1 = 220 \text{ kN}$  und  $P_2 = 76,7/44,1 \text{ kN}$  vergrößerten sich sowohl die Anzahl der Risse wie auch die einzelnen Rißbreiten. Während die Rißbreite des Diagonalrisses (Rißbreite 5, Anlage 16) 10 - 13/100 mm vor den Lastwechseln betrug, wurden danach unter gleicher Belastung 40/100 mm gemessen.

Im folgenden wurden nur noch Laststufen mit hoher Normalkraft angesteuert, um ein eventuelles Zermürben des Betons bei geringer Normalkraft - also großer Exzentrizität - zu vermeiden. Eine Steigerung der Bruchlast konnte hierdurch jedoch nicht erzielt werden. Unter der Laststufe 18 ( $\nu \sim 1,4$ ) traten in der inneren Druckecke die ersten wesentlichen Risse auf, und es ließen sich Zermürbungen des Betons feststellen. Unter Laststufe 19 zeigten sich auch in der äußeren Druckecke ähnliche Überbeanspruchungen des Betons; während der Laststandzeit traten erhebliche Verformungen des Versuchskörpers auf. Nach ca. 12 min verringerte sich der Zuwachs dieser Verformungen, und die Belastung konnte weiter gesteigert werden. Die nächste Laststufe wurde jedoch nicht erreicht, da der Versuchskörper vorher versagte. Der Bruch trat im Rahmenknoten gleichzeitig in den beiden Druckecken auf.

#### 4. Zusammenfassung und Hinweise für die Praxis

Im Regelfall werden die äußeren Schnittgrößen eines Rahmensystems mit Hilfe der Elastizitätstheorie ermittelt, wobei Zustand 1 im gesamten Tragwerk vorausgesetzt wird. In Heft 240 der Schriftenreihe des DAfStb werden u. a. Näherungslösungen für die Bestimmung der Anschlußmomente in Stielen und Riegeln mehrfeldriger und mehrgeschossiger unverschieblicher Rahmensysteme angegeben. Besondere praktische Bedeutung besitzen hierunter die Ansätze für die Momente in Rahmenendknoten. Die Höhe des Riegelanschlußmomentes im Endknoten solch eines Rahmensystems wird rechnerisch nur von den Stab-Biegesteifigkeiten  $\frac{EI}{s}$  der angeschlossenen Stäbe bestimmt; dies bedeutet, daß die Anschlußwinkel der Stäbe im Knoten als unveränderlich (winkeltreu) vorausgesetzt werden.

Die vorliegenden Versuchsergebnisse zeigen, daß Winkel-treue im Knoten nicht vorausgesetzt werden kann: Es fließt im Regelfall ein größerer als rechnerisch nach Elastizitätstheorie ermittelter Anteil des Riegelanschlußmomentes "nach unten", während in die nach oben anschließende Stütze ein entsprechend geringerer Anteil eingetragen wird. Ursache dieser Momentenumlagerung ist die nur unvollkommen mögliche Umleitung der anteiligen Riegelzugkraft in die Zugbewehrung der oberen Stütze ("positives Eckmoment") und die frühzeitige Bildung eines Kerbrisses in der oberen, einspringenden Ecke. Die Art der gewählten Bewehrungsführung scheint dabei entscheidend den Grad dieser Momentenumlagerung zu bestimmen. Außerdem zeigen die Druckzonen in den beiden Stützenanschnitten Anzeichen von Überbeanspruchung: Werden die Verbundspannungen in den Stützen-Längsbewehrungen im Knotenbereich überschritten, beteiligen sich die gedrückten Bewehrungsstäbe nicht mehr voraussetzungsgemäß an der Kraftaufnahme, sie gleiten (vgl. Anlagen 60 - 64 und 52 - 59).

Die Beobachtung der Rißbreiten zeigte im Versuch V 3 Werte zwischen  $20 \div 22/100$  mm (vor  $\div$  nach der Lastwechselbeanspruchung) im Diagonalriß und  $48 \div 65/100$  mm im Kerbriß. In den Versuchen V 2 (in den Stiel abgebogene Bewehrung), V 4 (Steckbügel in Riegelhöhe und Zulage einer Schlaufe im unteren Stützenanschluß) und V 5 (Steckbügel, Diagonalzulage) wurden nur Rißbreiten in ungefähr halber Größenordnung gemessen - mit Ausnahme des Diagonalrisses im unteren Knotenbereich des Versuches V 5, der sich nach der Lastwechselbeanspruchung bis auf  $40/100$  mm verbreitert hatte.

Der Praktiker wäre sicherlich überfordert, wollte man von ihm verlangen, die oben angedeutete Momentenumlagerung in jedem Bemessungsfall der Bewehrungsführung entsprechend abzuschätzen, zumal dann ja auch die Auswirkungen der - gegenüber den Annahmen der üblichen Schnittgrößenanalyse - insgesamt verminderten Knotendrehsteifigkeit auf das Riegelfeldmoment zu verfolgen wären. Zweckmäßiger ist es sicherlich, solche Bewehrungsführungen im Rahmen des möglichen vorzuschlagen, deren Ausführung vergleichsweise einfach ist, die Reserven im Hinblick auf die erwähnten Momentenumlagerungen und kritischen Bereiche besitzen und deren Bemessung keine besonderen Schwierigkeiten bereitet.

Es wird davon ausgegangen, daß für den betrachteten Endknoten mit lotrechtem Stiel und  $90^\circ$ -Riegelanschluß die Schnittgrößen an Hand der Elastizitätstheorie (Zustand 1) ermittelt werden. Die Schnittgrößen in den Anschnitten der Rahmenstiele und des Rahmenriegels sind somit bekannt:

$$\begin{aligned} N_O; M_O \\ N_u; M_u \\ Q_R = |N_u| - |N_O|; M_R = |M_O| + |M_u| \\ N_R \approx 0 \end{aligned}$$

Eine Bemessung im Riegelanschnitt ergibt eine erforderliche Riegelbewehrung von  $A_{s,R}$ , die Zugkräfte entspre-

chend den Querschnittsanteilen

$$A_{s,R}^o = A_{s,R} \cdot \frac{M_o}{M_R} \quad \text{in den oberen und}$$

$$A_{s,R}^u = A_{s,R} \cdot \frac{M_u}{M_R} \quad \text{in den unteren Rahmenstiel}$$

einleitet.

Einleitung von  $M_o$ :

Nach DIN 1045 (78), Abschn. 18.9.3 wird eine Schrägbewehrung  $A_{s,s}$  zur Übertragung eines positiven Momentes (Zugkräfte in der einspringenden Ecke) gefordert; dies trifft für den oberen Stielanschnitt zu.

Es wird

$$A_{s,s} \cong \frac{1}{2} \cdot A_{s,R}^o$$

gewählt. Eine Schrägbewehrung wird hier auch dann empfohlen, wenn  $A_{s,R}^o$  weniger als 0,4 % des Riegelquerschnitts beträgt (DIN 1045 (78), Abschn. 18.9.3 a).

Zur Deckung der Umlenkkräfte stehen Steckbügel - oder eine gleichwertige Bewehrung - im Knotenbereich sowie der günstige Einfluß der Stiel-Längskraft  $N_o$  zur Verfügung. Aufgrund der vorliegenden Versuchsergebnisse werden Steckbügel mit einem Gesamtquerschnitt von

$$A_{s,Bü} \cong A_{s,R}^o$$

empfohlen; dieser Empfehlung liegt die Annahme zugrunde, daß die Zugkräfte der Steckbügel zusammen mit der äußeren Längskraft  $N_o$  die Umlenkkräfte im Knoten abdecken können. Ist die äußere Längskraft  $N_o$  sehr viel kleiner als  $A_{s,Bü} \cdot \sigma_s$ , sollte anstelle der Steckbügel eine geschweißte Bewehrungsmatte, steckbügelartig gefaltet, angeordnet werden.

Im Bereich des oberen Stielanschlusses ist die Bügelbewehrung des Stieles zu verstärken; dies gilt ebenso auch für den unteren Stielanschluß (vgl. Bilder 12 und 13). Hierdurch sollen die überbeanspruchten Druckzonen-

bereiche verstärkt und die Umlenkung der inneren Druckkräfte gesichert werden.

Einleitung von  $M_u$ :

Es werden zwei Ausführungsformen vorgestellt, die auch nebeneinander - z. B. bei zweilagiger Bewehrung des Riegelanschlusses - angewendet werden können. Bild 12 zeigt die gebräuchliche Anschlußform mit der in den unteren Stiel abgebogenen Riegelbewehrung. Der Beginn der Abkrümmung sollte 5 - 8 cm ( $3 - 4 d_s$ ) innerhalb des Stielquerschnitts liegen, wobei der Biegerollendurchmesser  $d_{br}$  notfalls bis auf  $10 d_s$  reduziert werden darf. Die abgebogene Riegelbewehrung ist ab U. K. Riegel mindestens mit  $l_o$  zu verankern; in diesem Bereich ist auch die Bügelbewehrung zu verstärken.

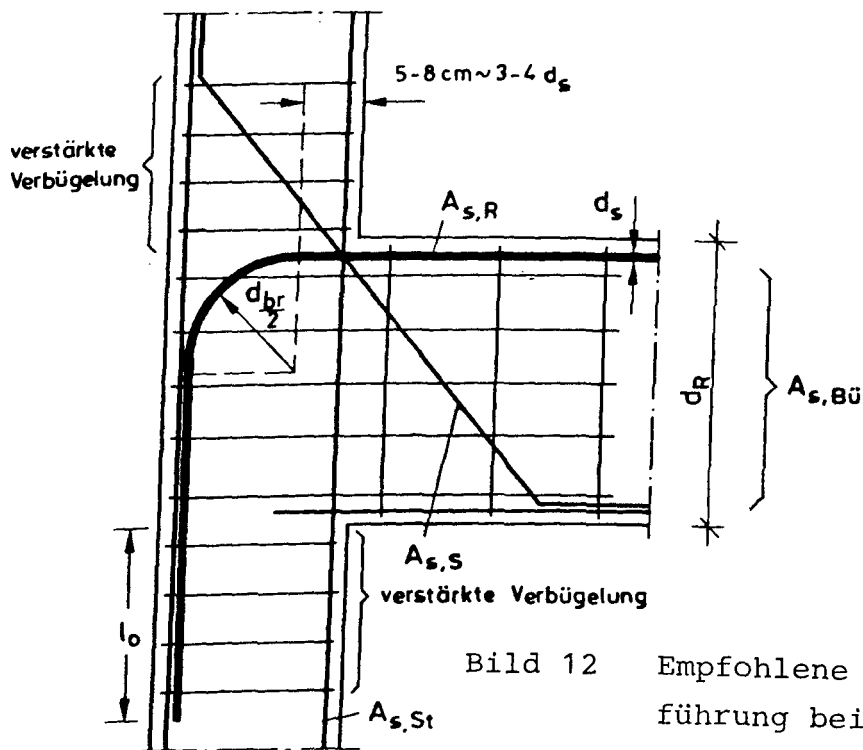


Bild 12 Empfohlene Bewehrungsführung bei abgebogener Riegelbewehrung

Bild 13 zeigt eine neuartige Lösung, bei welcher die Anordnung einer Arbeitsfuge in U. K. Riegel bewehrungstechnisch erleichtert wird. Die Einleitung der anteiligen Riegelzugkraft in den unteren Stiel erfolgt durch Zulageschlaufen, deren Gesamtquerschnitt etwa  $A_{s,R}^u$  entsprechen soll. Diese Schlaufen werden zweckmäßigerweise in denselben Ebenen angeordnet wie die Schrägbewehrung  $A_{s,S}$  und mit  $\geq l_o$  im unteren Stiel verankert.

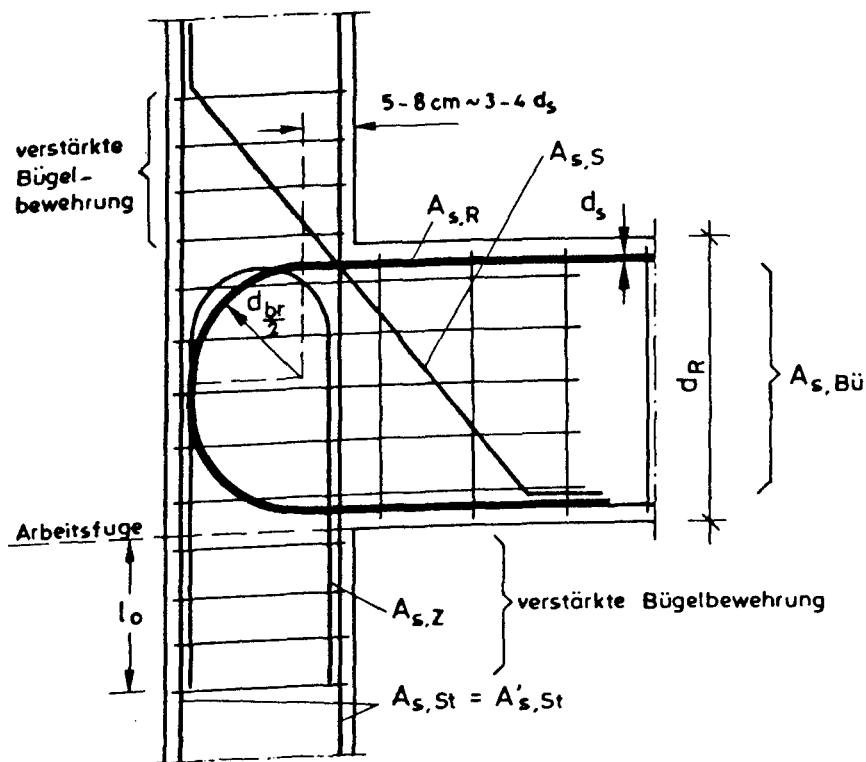


Bild 13 Empfohlene Bewehrungsführung mit Schlaufen

Der Nachweis der Zugkrafteinleitung in die Schlaufe nach den Regeln des Übergreifungsstoßes führt mit  $\alpha_1 = 0,7$  und voller Ausnutzung des Stahlquerschnittes der Schlaufe,  $d_s \geq 16$ , 100-%-Stoß und  $\alpha_{\ddot{u}} = 2,2$  sicherlich zu übervorsichtigen Ergebnissen für  $l_{\ddot{u}}$ , weil der hohe Querdruck und die unmittelbare Kraftüberleitung in die Stützenlängsbewehrung außer Ansatz bleiben. Hier ist auf DIN 1045 (78), Abschn. 18.9.3, Bild 30 zu verweisen, wonach Schlaufenstöße ähnlicher Art, wie hier in Bild 13 gezeigt, bis zu Bauteilhöhen von  $d_R \leq 100$  cm ohne Nachweis der Übergreifungslängen zugelassen sind. Die Versuche zeigten im übrigen mit vorh  $l_{\ddot{u}} \approx 1/2 \cdot \text{erf } l_{\ddot{u}}$  noch befriedigende Ergebnisse.



#### Bemessung der Stielanschlüsse:

Näherungsweise kann angenommen werden, daß die Änderung der Beanspruchung im Knotenbereich in jeder der beiden Längsbewehrungslagen des Stieles der Zugkraft in der Riegelanschlußbewehrung  $A_{s,R} \cdot \text{zul } \sigma_s$  entspricht. Hieraus kann abgeschätzt werden, ob die Riegelhöhe ausreicht, um diese Beanspruchungsänderung unter Einhaltung der zul. Verbundspannungen in jede der beiden Stiel-Längsbewehrungslagen einzuleiten. Für die äußere und innere Bewehrungslage wäre demnach zu überprüfen, ob

$$A_{s,R} \cdot \text{zul } \sigma_s \leq \sum d_{s,St} \cdot \pi \cdot \text{zul } \tau_1 \cdot d_R$$

eingehalten ist. Trifft dies nicht zu, ist die Höhe der Verbundspannungen genauer nachzuweisen; bei Überschreitung der zulässigen Werte darf bei der Bemessung beider Stielanschlüsse die in der Druckzone liegende Längsbewehrung nicht in Ansatz gebracht werden.

Der Querschnitt der Zulageschlaufen im unteren Stielanschluß (vgl. Bild 13) ist grundsätzlich bei der Biegebemessung nicht in Ansatz zu bringen, ebensowenig wie das abgebogene Ende der Riegelbewehrung im unteren Stielanschnitt gem. Bild 12 - beides gilt natürlich nur, wenn die Zulagen lediglich mit der Verankerungslänge  $l_o$  in den unteren Stiel einbinden.

## 5. Weitere Angaben zu den Versuchen

Im folgenden werden detaillierte Angaben zur Herstellung der Versuchskörper und Auswertung gemacht. Diese Angaben werden für ein eingehenderes Studium der Ergebnisse benötigt.

### 5.1 Baustoffe

#### Beton

Der Beton wurde hergestellt aus der Zementsorte "Teutonia PZ 350 F". Die Zuschlagstoffe wurden von den Kieswerken Abbesbüttel und Sonnenberg geliefert in den Korngruppen 0/1, 0/2, 2/8 und 8/16; beide Kieswerke liegen in der näheren Umgebung von Braunschweig. Die Sieblinie lag vorwiegend im günstigen Bereich zwischen den Linien A 16 und B 16 nach DIN 1045, Bild 2. Lediglich bei der Korngröße 0,25 - 0,50 mm lag der Siebdurchgang i. M. bei 27 % und somit im brauchbaren Bereich der Sieblinie.

Weitere Frischbetoneigenschaften können der Anlage 18 entnommen werden.

Für diese Versuchsserie wurde in Hinsicht auf praxisübliche Festigkeiten ein Beton der Güteklasse B 25 (B<sub>n</sub> 250) mit einer mittleren Würfelfestigkeit von  $\beta_{w\ 28} = 30 \text{ MN/m}^2$  angestrebt. Die erzielten Festigkeitswerte lagen mit nur geringer Streuung bei diesem Wert. Die ausführlichen Angaben über die Betoneigenschaften sind aus der Anlage 19 zu ersehen.

#### Betonstahl

Für die Stützenbewehrung und die Riegelhauptbewehrung wurden naturharte Betonstähle der Festigkeitsklasse BSt 420/500 verwendet. Diese Betonstähle zeigen erstens eine ausgeprägte Streckgrenze, und zweitens liegen hier die Quetsch- und Streckgrenze absolut beim gleichen Wert.

Für die Berechnung der Bruchlastdiagramme wurden die Bewehrungsstäbe mit Ist-Querschnitt und der tatsächlichen Streckgrenze angesetzt.

## 5.2 Herstellung der Versuchskörper

Die Herstellung des Betons erfolgte in zwei Chargen in einem Zwangsmischer mit jeweils 200 l Inhalt. Die Mischdauer betrug nach Wasserzugabe eine Minute. Die Verdichtung erfolgte mit einer Rüttelflasche  $\varnothing$  38 mm bei einer Verdichtungszeit von 30 sec.

Die Herstellung des Versuchskörpers erfolgte liegend. Um Entmischungen der obersten Schicht zu vermeiden, wurde der Beton in eine 5 cm überhöhte Schalung eingebracht. Eine Stunde nach dem Betonieren wurde der Überbeton abgezogen.

Die seitliche Schalung wurde nach einem Tag entfernt und der Versuchskörper die folgenden 7 Tage mit feuchten Tüchern abgedeckt. Bis zur Versuchsdurchführung wurde der Prüfkörper in einer Halle gelagert bei einer Temperatur von ca. 20 ° C und einer relativen Luftfeuchte von ca. 40 %.

Die Probekörper zur Güteprüfung des Betons wurden unter den gleichen Bedingungen gelagert.

## 5.3 Versuchseinrichtung

Für die Einleitung der Pressen- bzw. Auflagerkräfte sind Stahlplatten vorgesehen. Die Fußplatte wurde als oberes Teil eines Linienkipplagers zur Übertragung der Vertikal- und Horizontallasten ausgebildet. Die mit Dübeleisen versehene Platte wurde winkelrecht in die Schalung eingebaut und bereits dort mit einbetoniert. Die lastverteilenden Stahlplatten am Kopf der Stütze und am vorderen Ende des Riegels wurden nachträglich beim Aufstellen des Versuchskörpers mit einer Kunststoffmörtelschicht aufgesetzt.

Der Stützenkopf wurde durch am Prüfgerüst verankerte Streben horizontal unverschieblich gehalten.

Die Vertikallast der Stütze wurde durch einen doppelt gelenkig gelagerten Pressenkopf, der sich gegen die Traverse des Prüfgerüsts abstützte, aufgebracht. Die Riegelauflast wurde durch eine unter der Prüffelddecke angebrachte Presse erzeugt und über eine Zugstange mit ange-setztem Bügel über ein Linienkipplager in den Riegel ein-geleitet.

#### 5.4 Messungen

##### Stahldehnungen

Entsprechend der Problemstellung in dieser Versuchsserie war es erforderlich, an mehreren aufeinanderfolgenden Stellen der Hauptbewehrung die Stahldehnungen zu messen. Die in der Schalung unten liegenden Bewehrungsstäbe wurden jeweils beidseitig mit Meßstreifen versehen. Durch Mittelung der beiden Meßwerte erhält man so die Dehnung in der Achse des Bewehrungsstabes. An den oben liegenden Bewehrungsstäben wird jeweils nur ein Meßstreifen an der Unterseite angebracht.

Die Meßstreifen sind im Querschnitt so angeordnet, daß man aus den Ergebnissen die maximalen Beanspruchungen der Bewehrungsstäbe und die Verbundspannungen im Knoten sowie in den anschließenden Querschnittsteilen ablesen kann.

Da die größten Dehnungen der Längsstäbe im Knotenanschnitt zu erwarten sind, wurden jeweils hier und im Abstand von ca.  $1,1 \times d$  Dehnungsmeßstreifen angeordnet.

Die Dehnungen der Riegelhauptbewehrung wurden gemessen im Riegelanschnitt, im hinteren Stützenquerschnitt und bei abgebogenen Bewehrungsstäben auch noch im Bereich außerhalb des Knotens.

Ferner wurden noch die Dehnungen der Schrägbewehrung und die der Stützenbügel im Abstand  $\sim \frac{d}{2}$  vom Knotenanschnitt gemessen.

### Betondehnungen

Im Druckbereich der anschließenden Querschnitte wurden zusätzlich die Betonstauchungen mit Dehnmeßstreifen gemessen. Die Anordnung der Dehnmeßstreifen erfolgte symmetrisch zur Querschnittsachse, so daß bei einer Mittelung der Ergebnisse ungewollte Exzentrizitäten senkrecht zur Systemebene eliminiert werden.

Weiterhin wurden auf einer Seite des Prüfkörpers die Betonverformungen im Knotenbereich mit Hilfe eines induktiven Setzdehnungsmessers mit einer Meßbasis von 10,0 cm aufgenommen.

### Verformungen

Besonderes Augenmerk wurde bei dieser Versuchsserie auf die Messungen der Verformungen des Versuchskörpers gelegt. Die vertikalen bzw. horizontalen Durchbiegungen der am Knoten anschließenden Querschnittsteile wurden mit jeweils drei Meßuhren mit einer Genauigkeit von 1/100 mm aufgenommen.

Die Messung der Knotenverdrehung erfolgte auf optischem Weg mit Hilfe eines Glasprismas. Der horizontale Sehstrahl eines Nivelliergerätes wurde in diesem Prisma um ca.  $90^\circ$  nach oben auf einen Meßstab mit Millimetereinteilung abgelenkt. Aus den Differenzen der Ablesungen läßt sich über Winkelbeziehungen die Verdrehung im Knoten bestimmen. Die durch die Knotenverformung bedingten horizontalen und vertikalen Verschiebungen der Spiegelsebene gingen als Korrekturwerte in die Auswertung ein (s. hierzu Anlage 20).

## 5.5 Belastungsvorgang

Die Laststufen ergaben sich mit den schon beschriebenen Voraussetzungen aus der Interaktionskurve. Die Reihenfolge der Laständerung von  $P_1$  und  $P_2$  zur nächsten Laststufe wurde jeweils so bestimmt, daß der zugehörige Sicherheitswert ( $v = \frac{P_{\text{Last}}}{P_{\text{Bruch}}}$ ) in der Interaktionskurve nicht überschritten wurde.

Bei den einzelnen Laststufen handelt es sich um Kurzzeitbelastung. Die Ablesung der Meßwerte erfolgte in der Regel nach zwei Minuten Standzeit. Bei den Versuchen V 3 bis V 5 wurden auf den Riegel 10.000 Lastwechsel aufgebracht. Das Verhältnis  $P_1/P_2$  betrug hierbei 3/1, und die Amplitude der Riegelwechsellast umfaßte den Bereich von 0,70- bis 1,05facher Gebrauchslast.

## 6. Diskussion der Meßergebnisse

### 6.1 Verformungen

In den Anlagen 21 - 30 sind die Ergebnisse der Verformungsmessungen dargestellt. Für die einzelnen Versuche sind zuerst jeweils getrennt für die einzelnen Lastverhältnisse  $P_1/P_2$  die Knotenverdrehung und die horizontale Verschiebung aufgetragen. Im Versuch V 1 ergeben sich hier aufgrund der geringeren Querschnittsabmessungen bei gleicher Systemlänge größere Knotenverdrehungen als bei den nachfolgenden Versuchen. Ferner stellt sich bei diesem Versuch eine negative Knotenverschiebung ein.

Bei den Versuchen V 2 und V 4 ergibt sich eine positive Knotenverschiebung. Aufgrund der Bewehrungsführung in diesen Versuchskörpern - V 2: Riegelbewehrung in unteren Stützenabschnitt abgebogen, V 4: Zulage einer Schlaufe im unteren Stützenabschnitt - wird infolge der Vergrößerung des Bewehrungsgehaltes eine größere wirk-same Biegesteifigkeit des unteren gegenüber dem oberen Stützenabschnitt erzielt. Ohne auf die Zusammenhänge zwischen Krümmung, Schnittkräfte und Querschnittsform einzugehen, muß sich eine positive Verschiebung aufgrund der größeren Krümmung des oberen Abschnittes bei annähernd gleichem Moment oben und unten einstellen. Auch aus den für einige Lastverhältnisse skizzierten Verformungsfiguren (Anlage 27) ist ersichtlich, daß die Krümmung des oberen Stützenabschnittes wesentlich stärker ist als die des unteren. Der Verschiebungsnullpunkt liegt bei diesen beiden Versuchskörpern V 2 und V 4 sehr

weit unterhalb des Knotens, z. T. noch unterhalb der untersten Meßstelle für Verschiebungsmessungen. Die Knotenverschiebungen des Versuches V 3 und V 5 sind geringer; ebenfalls liegt der Verschiebungsnullpunkt höher als in den Versuchen V 2 und V 4. Aufgrund annähernd gleichen wirksamen Steifigkeiten des oberen und unteren Stützenabschnittes ergeben sich ähnliche Krümmungen und somit symmetrische Verformungsfiguren.

Bemerkenswert bei den Verformungsfiguren ist die Tatsache, daß die Biegelinie des Versuchskörpers im Anschnitt Knoten - Stützenabschnitt fast einen Knick aufweist. Je nach Ausgang des Bruches liegt dieser Knick bei V 1 unterhalb und im Versuch V 2 und V 4 oberhalb des Knotens. Bei V 5 tritt ein deutlicher Knick erst während der letzten beiden Laststufen am unteren Stützenanschnitt auf.

## 6.2 Beton- und Stahldehnungen des Riegels

Die Ergebnisse der Dehnungsmessungen am Riegelanschnitt sind in den Anlagen 31 - 40 dargestellt. Für die einzelnen Versuche sind zuerst die Dehnungen der Riegellängsbewehrung, des Schrägstabes und die Betondehnung über die Reihenfolge der Versuchslaststufen aufgetragen. Zusätzlich sind auf der Abszisse jeweils die zu den Laststufengruppen zugehörigen Sicherheitswerte - bezogen auf die Interaktionen der Stützenanschnitte - angegeben. In einem weiteren Diagramm sind die Meßwerte des Riegels - bezogen auf die Riegelbruchlast (mit  $v_R = 1,75$ ) - angegeben, wobei jeweils Kurven für Laststufen mit gleichem Lastverhältnis  $P_1/P_2$  für die einzelnen Meßstellen gezeichnet sind.

Die Stahldehnung der Riegellängsbewehrung am Knotenanschnitt ist nahezu unabhängig vom jeweiligen Lastverhältnis  $P_1/P_2$  und beträgt unter zulässiger Gebrauchslast ( $v_R = 1,0$ ) ca.  $1,2 \text{ } ^\circ/\text{oo}$ .

Im einzelnen ist zu den Dehnungen der Stahleinlagen im Riegel bzw. der Betonstauchungen an der Unterkante des Riegels folgendes anzuführen:

Im Versuch V 1 wird die Zugkraft fast ausschließlich von der angeschweißten Druckplatte auf den Beton übertragen. Der Kraftanteil, der über Verbundwirkung in den Knoten eingeleitet wird, ist für alle Laststufen nahezu konstant und beträgt:

$$\Delta \epsilon = 0,35 \text{ } ^\circ/\text{oo} \text{ bzw. } \Delta \sigma = 74 \text{ MN/m}^2$$

Bei den verwendeten Stabstählen  $\emptyset 20$  ergibt sich bei dem Abstand der Meßstellen von  $s = 16 \text{ cm}$  eine Verbundspannung von:

$$\tau = \frac{74 \cdot 3,14}{6,28 \cdot 16} = 2,3 \text{ MN/m}^2 \text{ (23 kp/cm}^2\text{)}$$

Dieser Wert ist ca. doppelt so groß wie die nach DIN 1045, Tab. 20, zulässige Verbundspannung für Lage B (zul  $\tau = 10 \text{ kp/cm}^2 = 1,0 \text{ MN/m}^2$ ).

Die Dehnung der Diagonalbewehrung (Meßstelle 3) liegt unter Ausnutzung der zulässigen Gebrauchslast ( $v_R = 1,0$ ) des Riegels bei ca.  $0,5 \text{ } ^\circ/\text{oo}$  und ist somit nur zur Hälfte der zulässigen Spannung ausgelastet.

In den übrigen Versuchen wurde die Riegelzugbewehrung entweder in den unteren Stützenabschnitt abgebogen (V 2) oder schlaufenartig in den Riegel zurückgebogen (V 3 - V 5). Die Dehnung über die Längsachse des Bewehrungsstabes zeigt bei diesen Versuchskörpern einen ähnlichen Verlauf. Im Riegelanschnitt liegt die Dehnung unter 1,0facher Gebrauchslast bei ca.  $1,1 - 1,3 \text{ } ^\circ/\text{oo}$ , also eine Ausnutzung der zulässigen Spannung von zul  $\sigma = 240 \text{ MN/m}^2$ . Bis zur Außenkante des Knotens, also nach einer Krümmung von  $90^\circ$ , haben sich die Zugkräfte in diesen Bewehrungsstäben auf ca. 10 % der Zugkraft am Riegelanschnitt abgebaut.



Für die Versuche V 4 und V 5 wurde die Anordnung der Dehnmeßstreifen geringfügig geändert. Der eigentliche Knotenbereich, in dem hohe Umlenkpressungen bzw. Verbundspannungen auftreten, wurde von Dehnmeßstreifen freigehalten. Aufgrund der durchgeführten Messungen (Meßstelle 1 und 2 auf Anlage 37 bzw. 39) läßt sich jedoch leicht der oben angeführte Sachverhalt ablesen.

Die diagonal eingebaute Bewehrung wurde in allen Versuchen im Gebrauchslastbereich nicht mit der vollen zulässigen Dehnung beansprucht. Eine Ausnahme bildet lediglich der Versuch V 3, in dem die Dehnung bei  $v_R = 1,0$  je nach dem Lastverhältnis  $P_1/P_2$  zwischen  $\epsilon = 0,8 - 1,2 \text{ ‰}$  liegt. Hieraus ergibt sich rechnerisch die Stahlspannung von  $\sigma = 170 - 250 \text{ MN/m}^2$ . In allen Versuchen zeigt sich ferner die deutliche Tendenz, daß die Dehnung der Diagonalbewehrung bei großen Lastexzentrizitäten der Stütze ( $P_1/P_2 = 2/1$  oder  $1 : 1$ ) wesentlich größer ist als bei überdrücktem Querschnitt ( $P_1/P_2 = 7/1$ ). Damit das Gleichgewicht der Zugkräfte im Riegel erhalten bleibt, bedingt eine Abnahme der Diagonal-Zugkraft eine Zunahme der Zugkraft in der Haupt-Riegelbewehrung. Diese Tendenz ist aus den aufgetragenen Stahldehnungen des Riegels ebenfalls ablesbar.

In den Versuchen V 2 bis V 5 wurden zusätzlich an der Unterkante des Riegelanschnittes die Betonstauchungen an zwei Meßstellen gemessen. An der direkt am Knoten liegenden Meßstelle ergeben sich hierbei kleinere Stauchungen als an der 15 bis 17 cm vom Anschnitt entfernten Meßstelle. Diese Beobachtung ist insofern bemerkenswert, als das äußere Moment und somit auch die inneren Schnittkräfte zum Anschnitt hin zunehmen.

Mit den so gemessenen Dehnungen wurden die inneren Schnittkräfte im Querschnitt berechnet, wobei die Rechenansätze nach DIN 1045 ohne Mitwirkung des Betons auf Zug getroffen wurden. Hierbei stellte sich heraus, daß

am Knoten rechnerisch kein Gleichgewicht zwischen den inneren und äußeren Schnittkräften erreicht werden kann. Die aus der Rechnung ermittelten Zugdehnungen entsprechen hierbei in guter Näherung den gemessenen Werten; dagegen sind die aus den Betonrandstauchungen ermittelten Druckkräfte geringer als zum inneren Gleichgewicht erforderlich. Bei den Versuchskörpern mit rückgebogener Riegelbewehrung könnte zwar die dann relativ hohe Druckbewehrung den fehlenden Kraftanteil übernehmen, die Dehnungsmessungen am Stahl weisen jedoch hierfür zu geringe Werte aus (Meßstelle 3 bei Versuch V 3 und V 5 bzw. Meßstelle 2 bei Versuch V 4 in den Anlagen Nr. 35, 37 und 39).

Im Versuch V 2 ist diese Bewehrung der Druckseite nicht vorhanden, und auch hier zeigt sich bei einer Nachrechnung, daß die zum Gleichgewicht erforderlichen Druckkräfte sich nicht aus den Randdehnungen nachweisen lassen.

Im Versuch V 5 wurden daher zusätzliche Meßstellen über die Höhe des Riegels angeordnet (s. Anlage 41). Hierbei zeigt sich, daß die Betonstauchungen im Querschnitt größer sind als an der Unterkante des Riegels, d. h., die Dehnungen verteilen sich nicht linear über den Querschnitt. Mit den hier gemessenen Werten läßt sich rechnerisch annähernd ein Gleichgewicht der inneren Schnittkräfte erzielen.

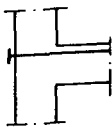
Es hat sich also gezeigt, daß die Betonstauchungen in gewisser Entfernung vom Rand am größten sind, d. h., die resultierende Betondruckkraft wird noch im Riegel zur Querschnittsmitte hin abgelenkt. Eine evtl. vorhandene Bewehrung, die aus der Zugbewehrung in die Druckzone des Riegels zurückgebogen wird, beteiligt sich kaum an der Aufnahme der inneren Schnittkräfte.

Für den Bruchlastfall treten in allen Versuchen bei den Meßwerten des Riegels keine übermäßig großen Dehnungen bzw. Stauchungen auf. Lediglich im Versuch V 2, in dem der Riegel bis zur rechnerischen Bruchlast ( $v_R = 1,75$ ) belastet wurde, konnten maximale Stahldehnungen bis  $2,8 \text{ ‰}$  und Betonstauchungen bis  $1,7 \text{ ‰}$  gemessen werden. Der Bruch wurde also in keinem Versuch durch ein Versagen des Riegelanschnittes eingeleitet.

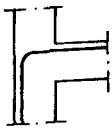
### 6.3 Beton- und Stahldehnungen der Stützenanschnitte

In den Anlagen 42 - 51 sind die Ergebnisse der Dehnungsmessungen in den Stützenanschnitten aufgetragen, wobei jeweils zuerst Diagramme für die Meßpunkte an der Stützenaußenseite und an der Stützeninnenseite gezeichnet sind. Die Kurven für die Stahldehnung sind in durchgezogenen Linien aufgetragen, während die Betondehnungen jeweils in gestrichelten Linien dargestellt sind. Ferner ist auf der Abszisse der ungefähre Ausnutzungsgrad angegeben - bezogen auf die rechnerisch zulässige Gebrauchslast mit  $v = 1,0$ .


Bei den einzelnen Versuchen liegen die Betonstauchungen im Gebrauchslastbereich z. T. schon erheblich über den zulässigen. Im Versuch V 1 wurden bei  $v \approx 1,10$  schon Stauchungen von ca.  $3,5 \text{ ‰}$  gemessen, die sonst erst unter Bruchlasten mit  $v = 1,75$  auftreten dürften. Deutlich läßt sich auch der jeweilige Ausgangspunkt des Bruches ablesen. Während die Aussagen in Kapitel 3.3 auf rein visuellen Beobachtungen beruhen, läßt sich hier aufgrund der Betonstauchungen die Bruchursache beschreiben.

Versuch V\_1 

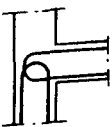
Überschreiten von  $\epsilon_b = - 3,5 \text{ ‰}$  am unteren Anschnitt, aber auch hohe Ausnutzung am oberen Anschnitt.

Versuch V\_2 


Ausgang des Bruches vom oberen Anschnitt ( $\epsilon_b < - 3,5 \text{ ‰}$ ), unterer Anschnitt infolge Vergrößerung des Bewehrungsgehaltes nicht gefährdet.

Versuch V\_3 

Beginn des Bruches in der inneren Druckecke (Abplatzen der äußeren Betonschale, daher Rückgang der Stauchungen); oberer Anschnitt versagt ebenfalls.

Versuch V\_4 

Eindeutiges Versagen am oberen Anschnitt.

Versuch V\_5 

Hohe Ausnutzung der Druckzone sowohl am oberen wie auch am unteren Stützenanschnitt. Bruch tritt fast gleichzeitig in beiden Anschnitten auf.

Aus der Auswertung dieser Dehnungsdiagramme ergibt sich ferner, daß die Zugbewehrung (Meßstellen Z 3 bzw. Z 6) die ihr rechnerisch zugewiesene Kraft annähernd übernommen hat. Der in der Druckzone liegende Teil der Bewehrung (Meßstellen Z 2 bzw. Z 7) entzog sich dagegen z. T. der vollen Mitwirkung im Querschnitt. Zur Verdeutlichung sind für die Versuche V 2, V 3 und V 5 die Dehnungsverteilung über den Querschnitt in den Anlagen 52 - 54 wiedergegeben. Während sich mit den Werten der Betondehnungsmessungen ein annähernd linearer Verlauf der

Dehnungen über den Querschnitt ergibt, bleibt die Dehnung der im Verbund (!) liegenden Druckbewehrung bis zu 50 % zurück. Die Ursache hierfür ist darin zu sehen, daß die durch den Vorzeichenwechsel des Stützenmomentes bedingten Differenzkräfte auf der kurzen Verbundstrecke (Riegelhöhe) nicht übertragen werden können.

Zur Erläuterung ist der Dehnungsverlauf in der Stützenlängsbewehrung für jeweils zwei Lastverhältnisse  $P_1/P_2$  in den Anlagen 55 - 59 aufgetragen. Die Verbundspannungen sind für alle Lastfälle aus den Anlagen 60 - 64 ersichtlich. Die Verbundspannungen wurden aus den in den jeweiligen Meßpunkten der Stützenlängsbewehrung vorhandenen Kräften berechnet, wobei ein konstanter Verlauf über die Entfernung zwischen den Meßpunkten angenommen wurde. In Wirklichkeit dürften sowohl im Verlauf der Kräfte in der Stützenlängsbewehrung wie auch in den Verbundspannungen Spitzenwerte auftreten, die über den in den Anlagen ermittelten Ergebnissen liegen.

Im Versuch V 1 sind die Dehnungen auf der jeweiligen Zugseite der Meßstäbe aus Gleichgewichtsgründen der inneren Schnittkräfte sehr hoch. Demzufolge ergeben sich auch sehr hohe Verbundspannungen (Anlage 65); auf der kurzen Verbundstrecke können die für die Einleitung der Druckkraft erforderlichen Differenzkräfte jedoch nicht übertragen werden, und noch außerhalb des Knotens wachsen die Stauchungen in den Meßstäben an. Infolge der außenliegenden Verankerung der Riegelbewehrung bzw. des dadurch bedingten Querdruckes auf den außenliegenden Meßstab können sich hierbei höhere Verbundspannungen einstellen als am innenliegenden Meßstab.

Im Versuch V 2 ist die Zugkraft im Meßstab 1 aufgrund der hohen Zulage (abgebogene Riegelbewehrung) relativ niedrig; demzufolge sind die über Verbundwirkung einzuleitenden Differenzkräfte geringer, und in den Bewehrungsstäben kann eine größere Druckkraft aufgebaut wer-

den, was naturgemäß die Betondruckzone entlastet. Die Verbundspannungen sind allerdings geringer als bei V 1. Die starke Bewehrung in der Zugzone des unteren Knotenanschnittes wirkt sich ebenfalls günstig auf die Beanspruchung der Druckzone im gleichen Querschnitt aus (höhere Druckzone, geringere Stauchung).

Die schlaufenartige Einbindung der Riegelbewehrung in den Knoten bei den Versuchen V 3 - V 5 bringt insofern Vorteile, daß auf die Meßstäbe 2 durch den im Inneren der Schlaufe entstehenden mehraxialen Spannungszustand größere Differenzkräfte durch Verbund übertragen werden können; ohne konstruktive Verstärkung der Stützenanschnitte können auch hier die rechnerischen Traglasten nicht erreicht werden. Weiter verbessert werden die Verbundeigenschaften im Knoten durch die horizontal in den Riegel einbindenden Steckbügel, die sich, wie aus Anlage 65 ersichtlich, wesentlich an der Krafteinleitung in den Knoten beteiligen und hierdurch einen Querdruck im Knoten erzeugen. Die schlaufenartige Zulage des Versuches V 4 bringt nur im unteren Stützenanschnitt eine Entlastung der Druck- bzw. Zugzone, ist also bei annähernd gleicher Beanspruchung der beiden Stützenanschnitte nur bedingt geeignet, einen frühzeitigen Bruch zu verhindern.

Die Zulage im Versuch V 5 beteiligt sich wesentlich an der Kraftumleitung der Zugstrebe, wodurch beide Meßstäbe zugseitig entlastet werden und die Verbundspannungen abzugseitig entlastet werden und die Verbundspannungen absinken. Zumindest unter Gebrauchslasten zeigt der Knoten ein zufriedenstellendes Tragverhalten; unter 1,25- bis 1,5facher Gebrauchslast entziehen sich jedoch die Meßstäbe ihrer vollen Mitwirkung in der Druckzone, wodurch die Betonstauchungen überproportional zunehmen und ein Versagen in den Knotenanschnitten eingeleitet wird.

#### 6.4 Ergebnisse unter dynamischen Lasten

Bei den Versuchen V 3 - V 5 wurde der Riegel 10.000 Lastschwingungen ausgesetzt, um den Einfluß wechselnder Verkehrslasten bzw. einer Langzeitbelastung auf das Tragverhalten des Knotens zu studieren. Während das Rißbild nach der dynamischen Belastung deutliche Änderungen zeigte, kann aus den vorliegenden Meßprotokollen kein wesentlicher Einfluß auf die Stahl- bzw. Verbundspannungen abgelesen werden. Die Betonstauchungen zeigen dagegen einen deutlichen Zuwachs, der auf den Einfluß der verzögert elastischen bzw. Kriechverformung zurückzuführen ist.

## 7. Literatur

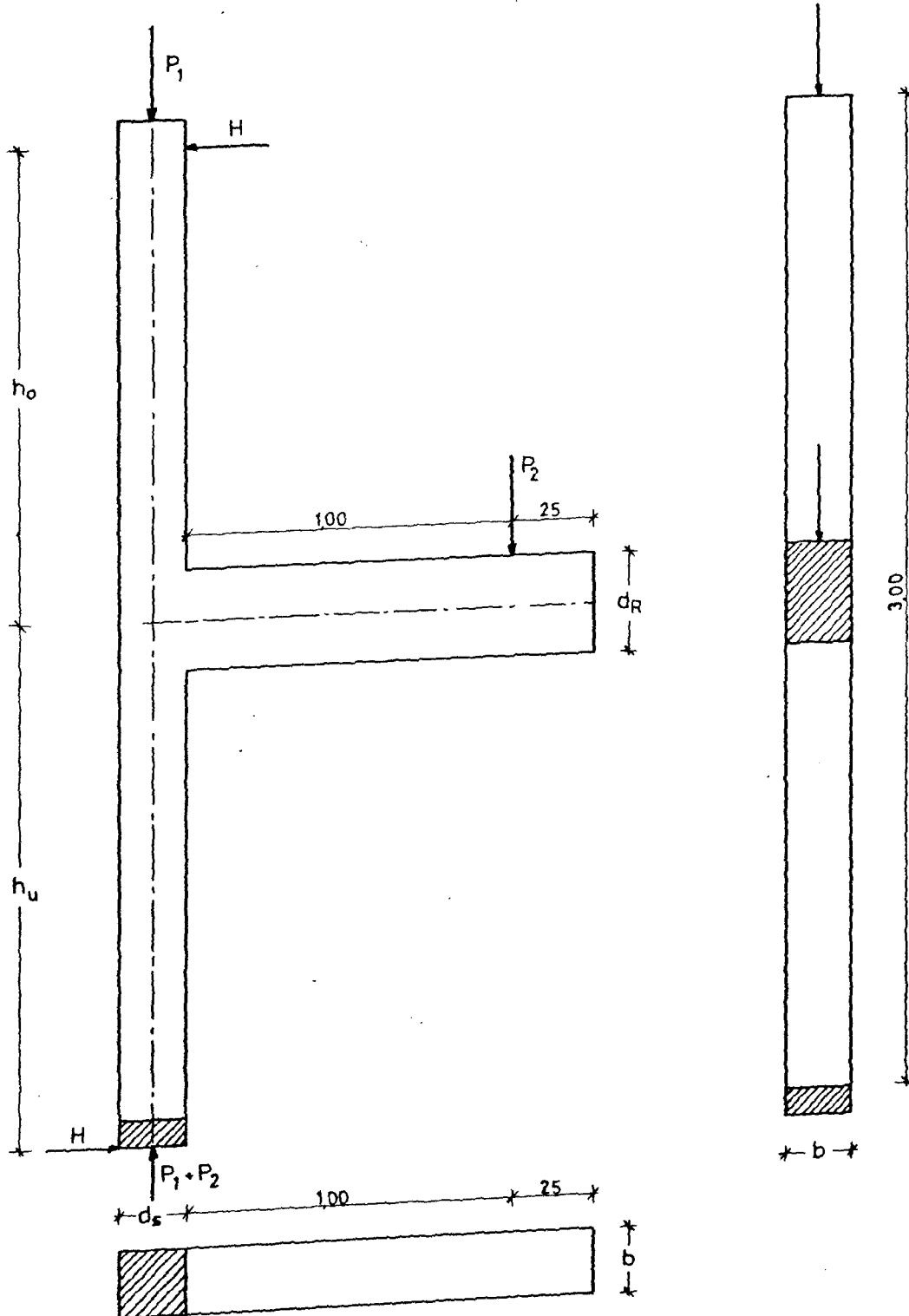
- (1) Nilsson, Ingvar H. E.: Reinforced Concrete Corners and Joints subjected to Bending Moment. Nat. Swed. Build. Res. Document D 7. 1973.
- (2) Taylor, H. P. J.: The Behaviour of in Situ Concrete Beam-Column Joints. Techn. Rep. May 1974 (42.492). London: Cement and Concrete Association.
- (3) Balint, P. S.; Taylor, H. P. J.: Reinforcement of Detailing of Frame Corner Joints with Particular Reference to Opening Corners. Techn. Rep. Februar 1972 (42.462). London: Cement and Concrete Association.
- (4) Jirsa, J. O.; Marques, J. L. G.: A Study of Hooked Bar Anchorages in Beam-Column Joints. Austin, Univ. Texas, Dept. Civ. Eng. July 1972, Proj. 33.
- (5) Kordina, K.; Fuchs, G.: Untersuchungen zur Anwendung von hakenförmigen Übergreifungsstößen in Rahmenecken. Unveröffentlichter Versuchsbericht aus dem Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der TU Braunschweig. Januar 1970.
- (6) Kordina, K.; Fuchs, G.: Übergreifungsvollstöße mit hakenförmig gebogenen Rippenstählen. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton. Heft 226. Berlin: Verlag Ernst & Sohn 1973.
- (7) Kordina, K.; Kobler, G.: Tragverhalten von Rahmenknoten bei herabgesetzter Verankerungslänge der Anschlußbewehrung. Unveröffentlichte Teilberichte aus dem Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der TU Braunschweig, 1973 und 1974.
- (8) Kordina, K.: Bewehrungsführung in Rahmenecken und Rahmenknoten. Vortrag, gehalten auf dem Deutschen Betontag 1975.



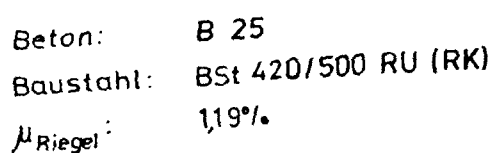
- (9) Kordina, K.; Wiedemann, G.: Bewehrungsführung in Rahmenecken. Unveröffentlichter Abschlußbericht aus dem Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau der TU Braunschweig, 1978.
- (10) Hahn, J.: Hauptspannungen und Schubsicherung im Stahlbetonbau. Bauingenieur 1959, Heft 3, S. 82/86.
- (11) Walter, H.: Über die spannungsoptischen Untersuchungen von Rahmenecken. Bauingenieur 1960, Heft 3, S. 81/85.
- (12) Zienkiewicz: The Finite Element Method in Engineering Science. London: Mc Graw-Hill 1971.
- (13) Topaloff, B.: Berechnung des gekrümmten Stahlbetonbalkens. Beton- und Stahlbetonbau 1960, Heft 5, S. 113/117.
- (14) Heimeshoff, B.: Praktische Spannungsberechnung für den gekrümmten Träger mit Rechteckquerschnitt. Bau-technik 1967, Heft 4, S. 135/140.

# VERSUCHSKÖRPER und LASTANORDNUNG

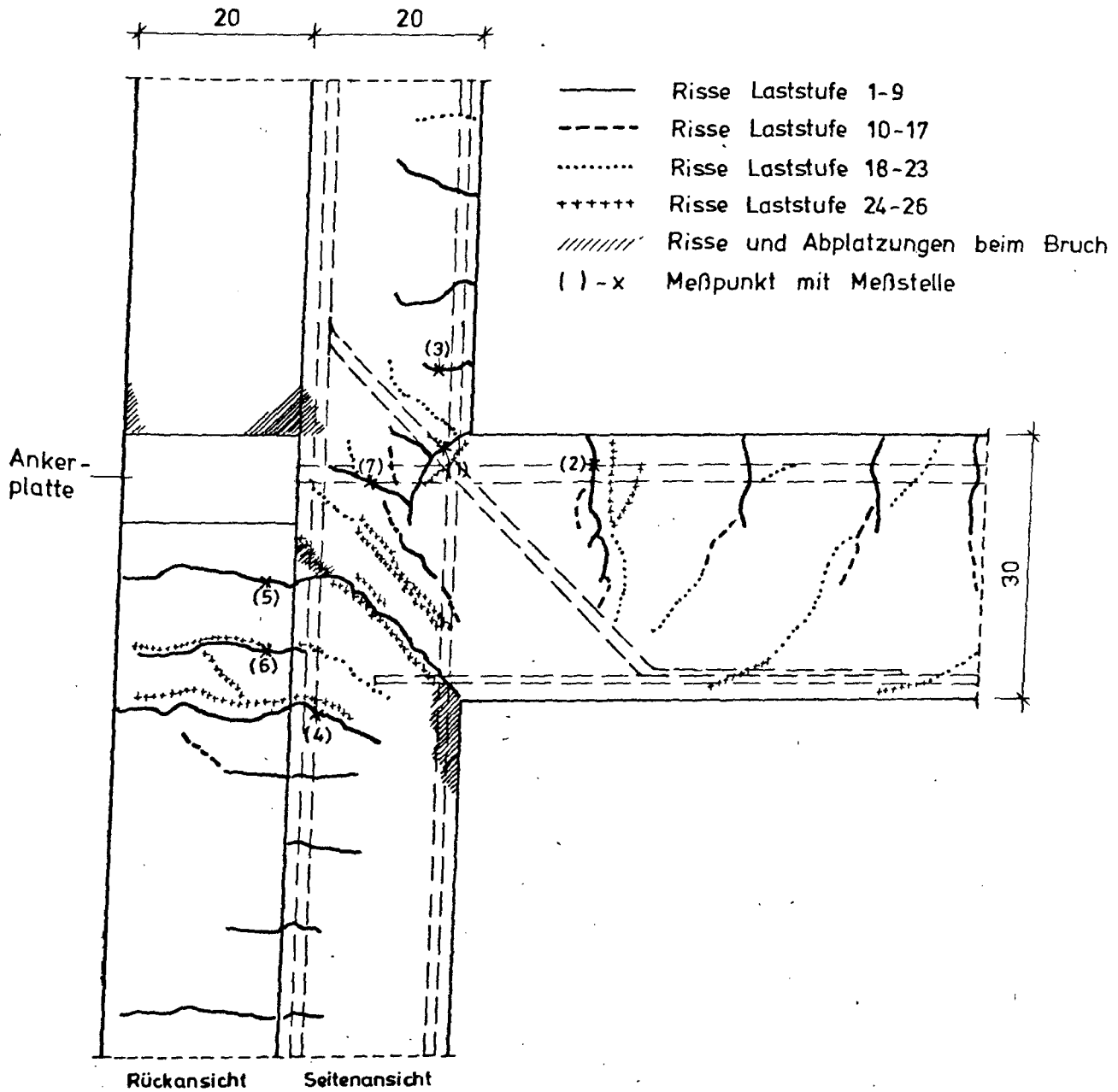
M. 1:20



VERSUCH	b	d <sub>s</sub>	d <sub>R</sub>	h <sub>o</sub>	h <sub>u</sub>
	cm	cm	cm	m	m
V1	20	20	30	1,415	1,56
V2	23	25	35	1,415	1,57
V3	23	25	35	1,415	1,57
V4	23	25	35	1,41	1,555
V5	23	25	39	1,42	1,555

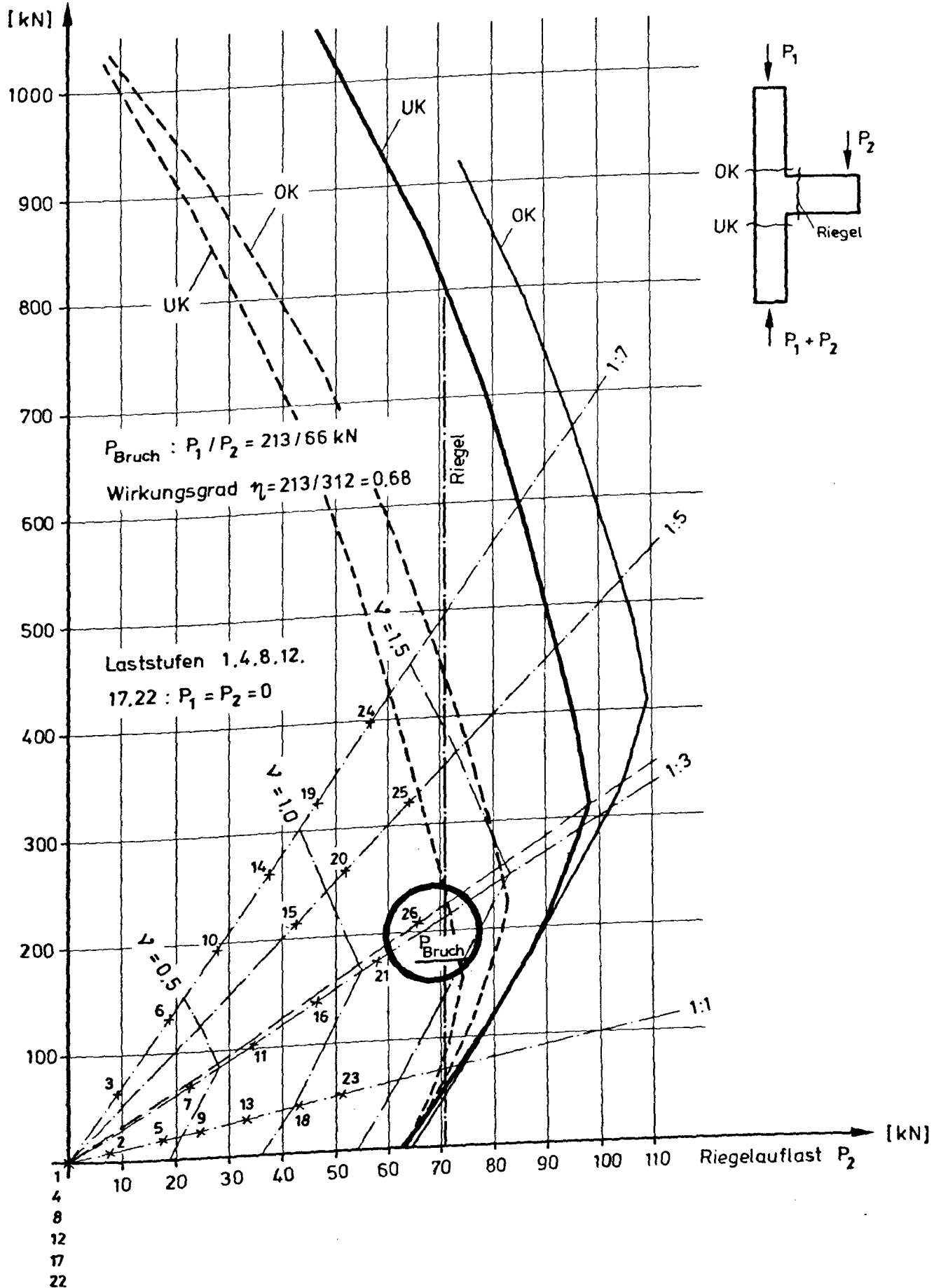


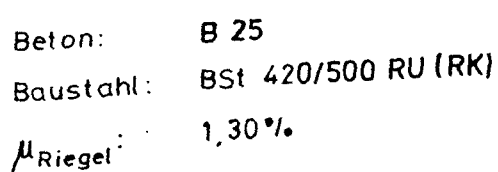
# Rißbild und Rißbreiten für Versuch V1



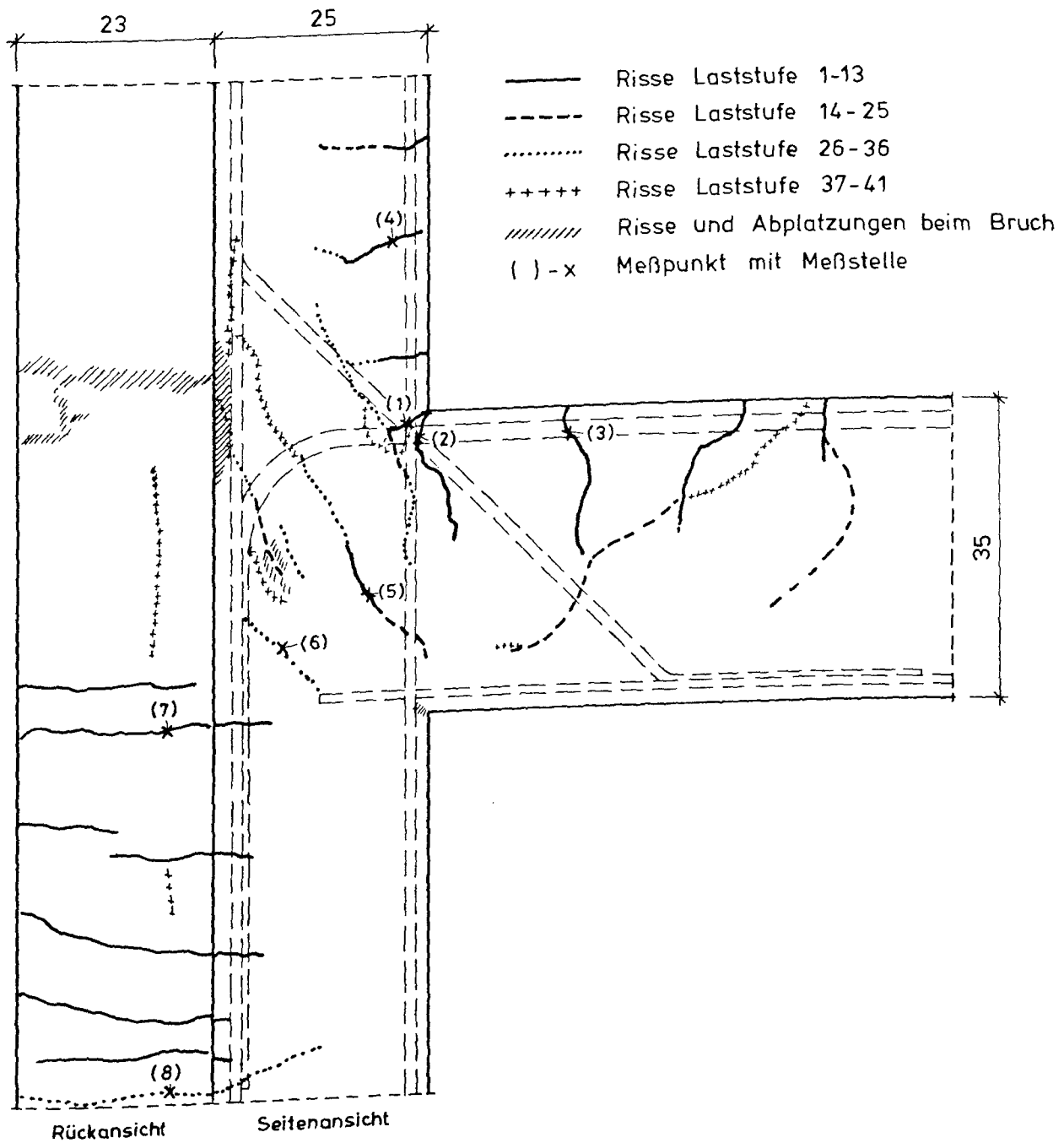
Last- stufe Last- verh. Riß- Nr.	Rißbreiten in 1/100 mm											
	3	5	7	9	11	13	16	18	20	21	23	25
	1:7	1:1	1:3	1:1	1:3	1:1	1:3	1:1	1:5	1:3	1:1	1:5
1	1	7	10	17	42	45	51	62	60	91	115	132
2	1	3	5	4	13	15	28	30	24	24	22	25
3	1	4	2	6	9	10	10	11	8	11	21	18
4	-	-	-	4	4	9	8	12	11	8	15	18
5	-	1	1	6	4	7	7	8	7	9	11	12
6	-	-	-	-	-	5	9	10	8	14	14	18
7	-	-	-	-	-	-	16	24	17	26	41	36
8	-	-	-	-	-	-	39	49	45	51	52	82

# Sollbruchlasten und Versuchslaststufen V1

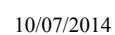
Stützenauflast  $P_1$ 



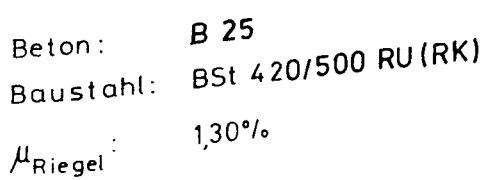
# Rißbild und Rißbreiten für Versuch V2



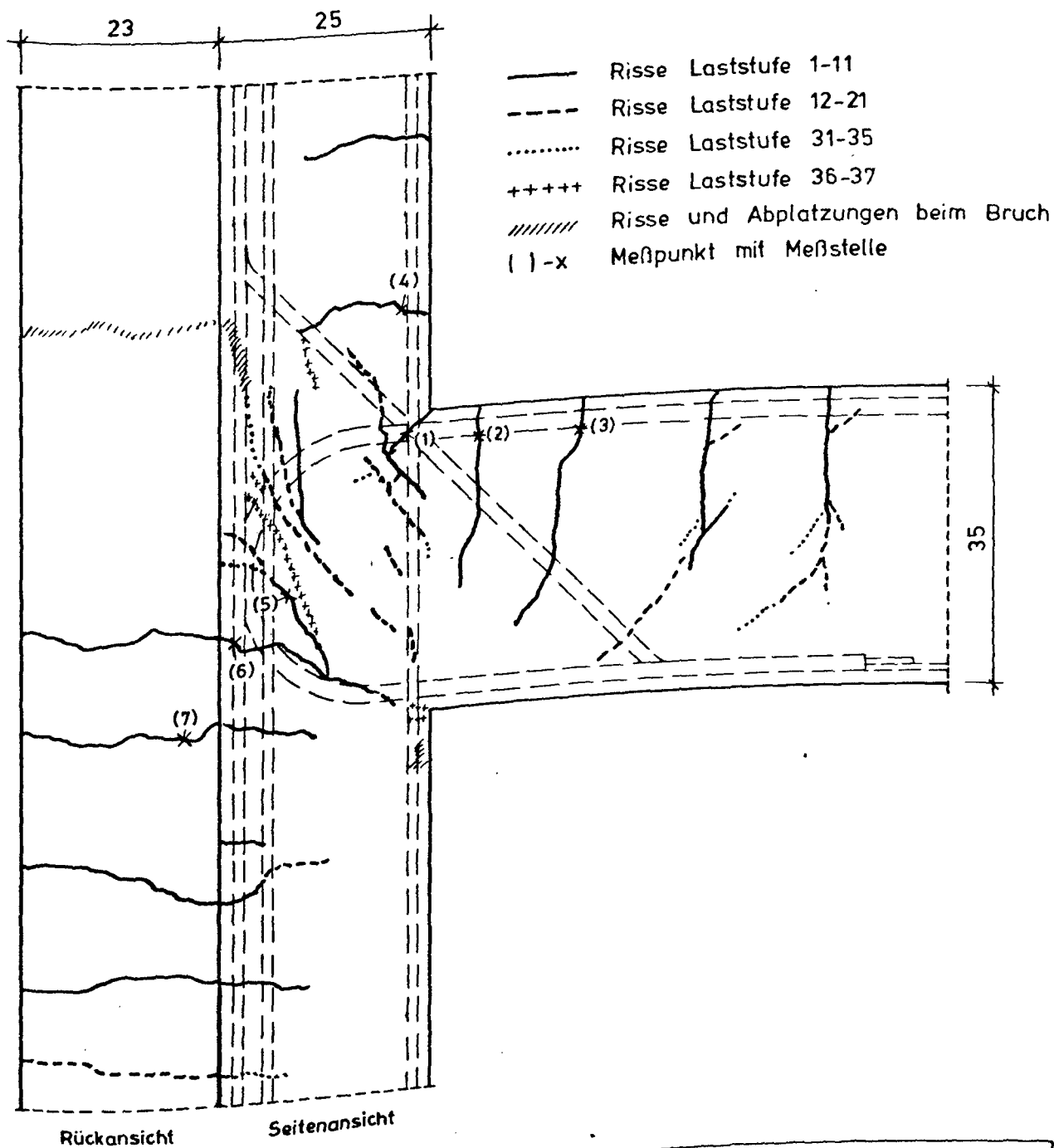
		Rißbreiten in 1/100 mm											
Last- stufe Last- verh. Riß- Nr.													
		10	12	16	18	22	24	28	30	34	36	39	40
		1:5	1:2	1:5	1:2	1:5	1:2	1:5	1:2	1:5	1:2	1:7	1:5
1		9	9	9	17	16	30	30	50	45	70	40	53
2		10	11	15	15	16	15	15	15	18	8	15	15
3		12	13	13	10	12	18	17	21	18	23	15	15
4		-	9	6	11	10	15	8	20	10	25	5	13
5		-	-	-	-	-	12	10	17	15	25	18	23
6		-	-	-	-	-	-	5	7	6	11	7	7
7		-	-	-	5	5	~0	5	~0	5	8	5	7
8		-	-	-	-	-	-	-	-	-	23	5	5



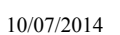




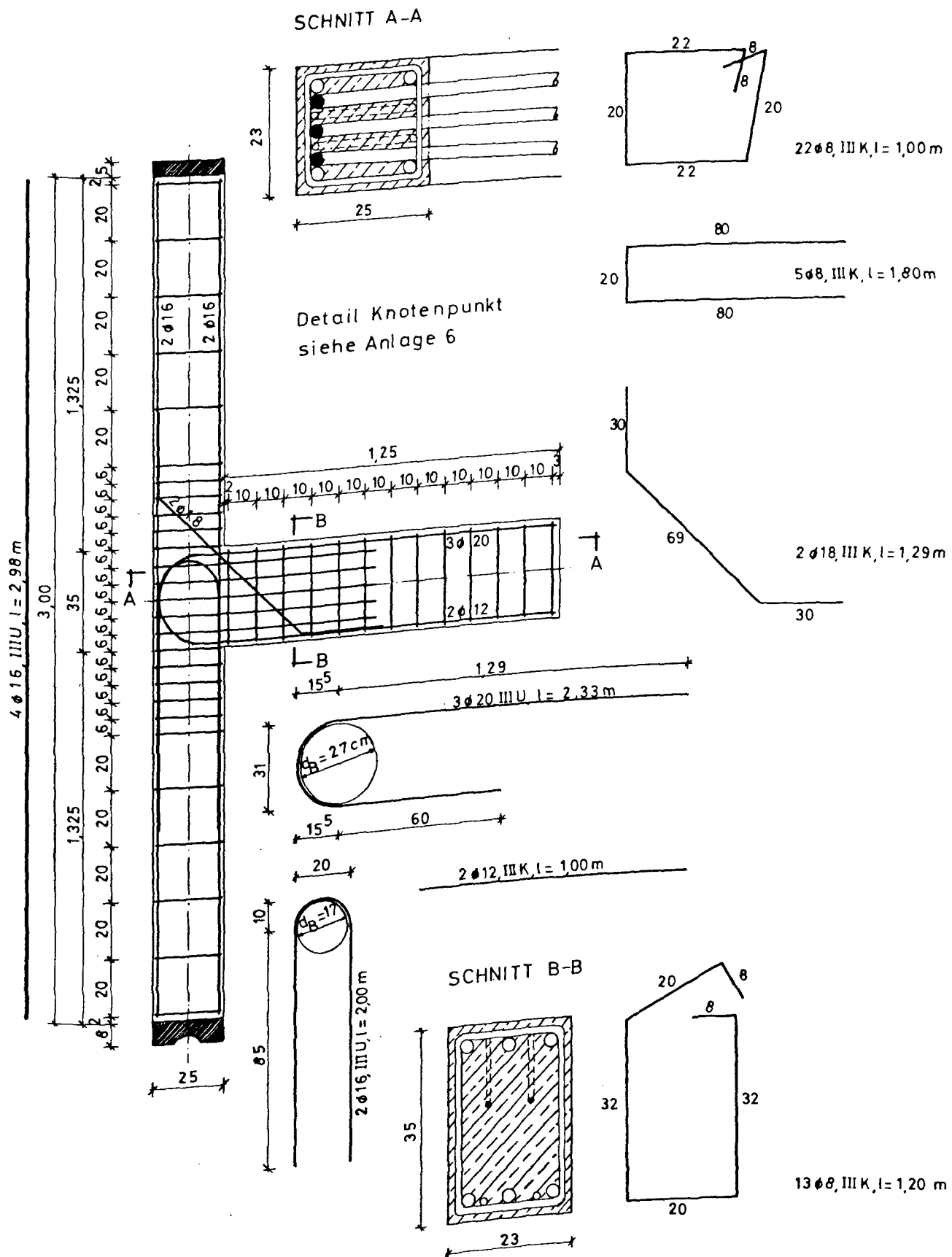
# Rißbild und Rißbreiten für Versuch V3



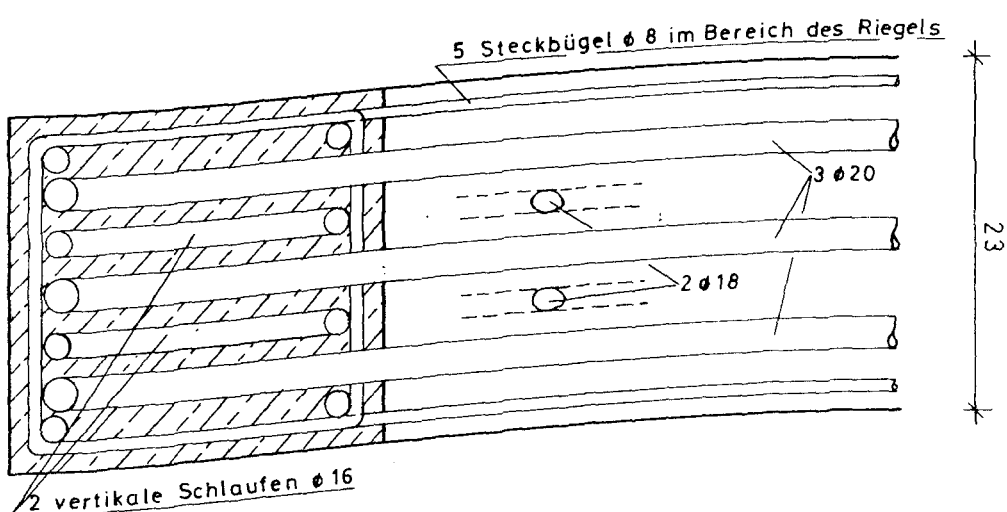
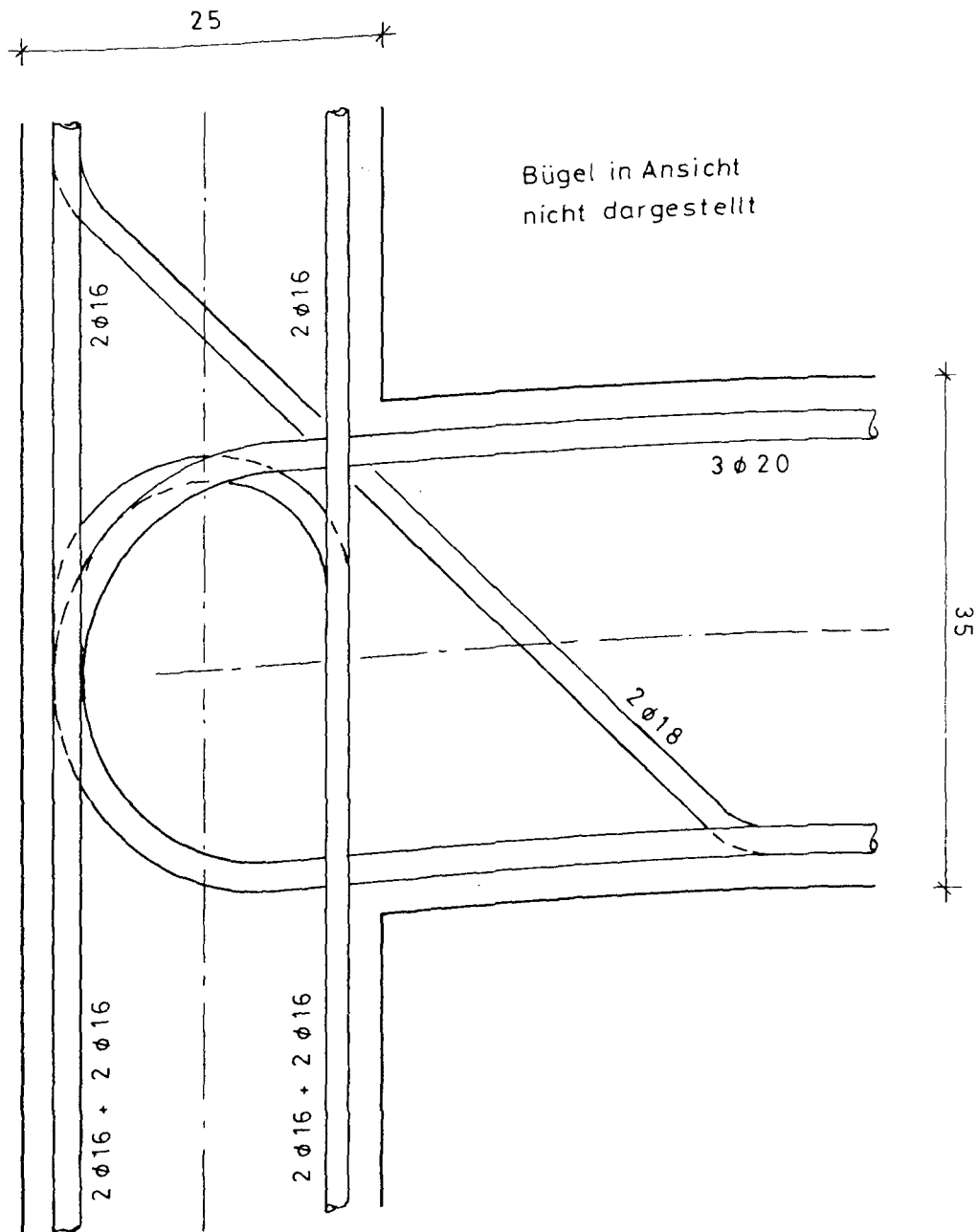
		Rißbreiten in 1/100 mm											
Last- stufe	Last- verh.								n. 10.000 Lastwechsel	32	34	35	36
		8	12	14	17	18	19	20					
Riß- Nr.		1:3	1:5	1:2	1:5	1:3	1:2	1:1	1:3	1:5	1:2	1:1	1:7
1		14	20	25	30	40	48	48	65	65	85	85	80
2		7	11	10	13	13	11	8	10	12	10	10	15
3		3	6	6	11	8	10	8	11	13	12	12	15
4		3	6	6	11	8	10	8	11	13	12	12	15
5		3	6	6	11	8	10	8	11	13	12	12	15
6		3	6	6	11	8	10	8	11	13	12	12	15
7		3	6	6	11	8	10	8	11	13	12	12	15
8		3	6	6	11	8	10	8	11	13	12	12	15
9		3	6	6	11	8	10	8	11	13	12	12	15
10		3	6	6	11	8	10	8	11	13	12	12	15
11		3	6	6	11	8	10	8	11	13	12	12	15
12		3	6	6	11	8	10	8	11	13	12	12	15
13		3	6	6	11	8	10	8	11	13	12	12	15
14		3	6	6	11	8	10	8	11	13	12	12	15
15		3	6	6	11	8	10	8	11	13	12	12	15
16		3	6	6	11	8	10	8	11	13	12	12	15
17		3	6	6	11	8	10	8	11	13	12	12	15
18		3	6	6	11	8	10	8	11	13	12	12	15
19		3	6	6	11	8	10	8	11	13	12	12	15
20		3	6	6	11	8	10	8	11	13	12	12	15
21		3	6	6	11	8	10	8	11	13	12	12	15
22		3	6	6	11	8	10	8	11	13	12	12	15
23		3	6	6	11	8	10	8	11	13	12	12	15
24		3	6	6	11	8	10	8	11	13	12	12	15
25		3	6	6	11	8	10	8	11	13	12	12	15
26		3	6	6	11	8	10	8	11	13	12	12	15
27		3	6	6	11	8	10	8	11	13	12	12	15
28		3	6	6	11	8	10	8	11	13	12	12	15
29		3	6	6	11	8	10	8	11	13	12	12	15
30		3	6	6	11	8	10	8	11	13	12	12	15
31		3	6	6	11	8	10	8	11	13	12	12	15
32		3	6	6	11	8	10	8	11	13	12	12	15
33		3	6	6	11	8	10	8	11	13	12	12	15
34		3	6	6	11	8	10	8	11	13	12	12	15
35		3	6	6	11	8	10	8	11	13	12	12	15
36		3	6	6	11	8	10	8	11	13	12	12	15
37		3	6	6	11	8	10	8	11	13	12	12	15



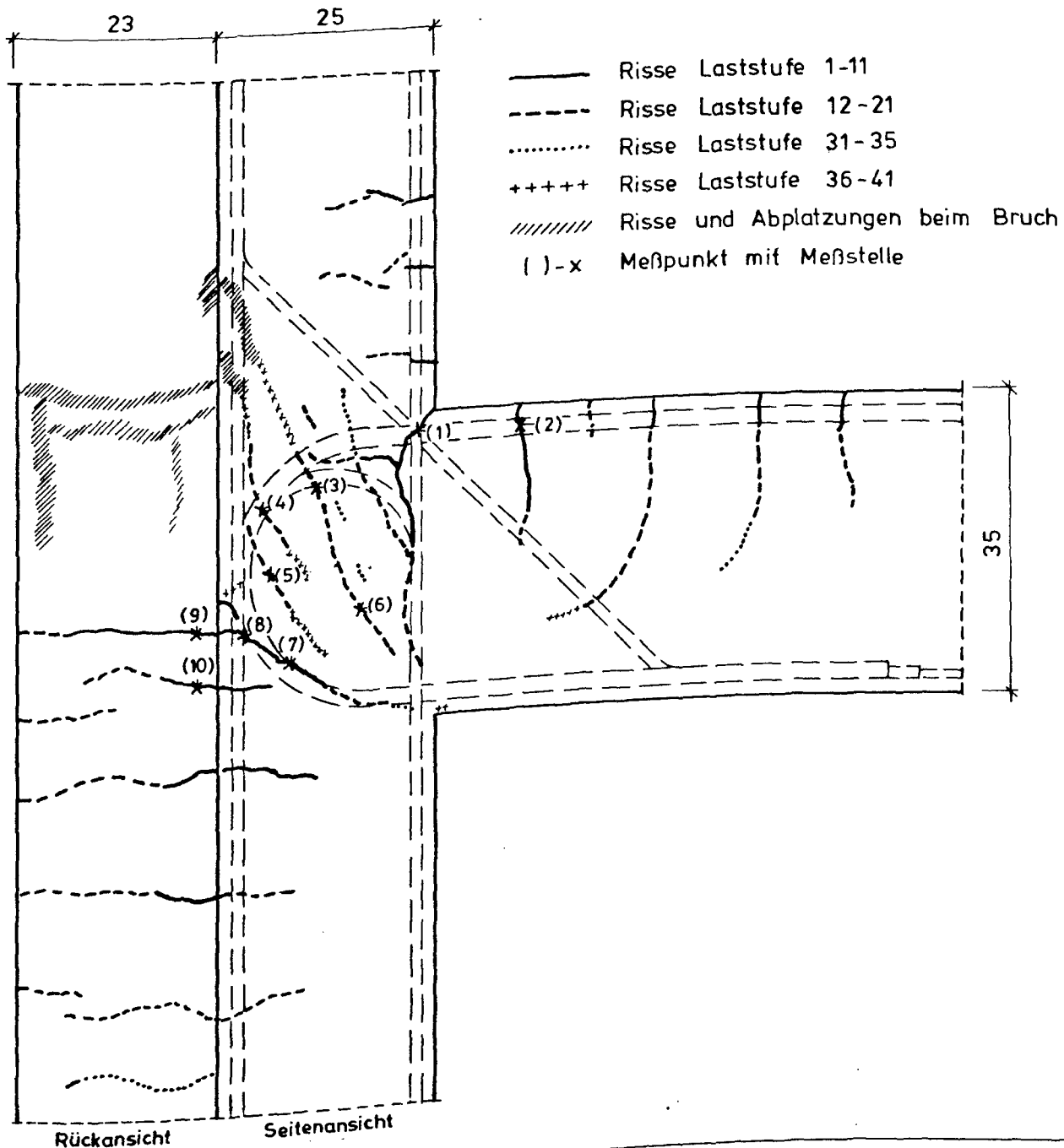
# VERSUCHSKÖRPER-V4-BEWEHRUNGSPLAN



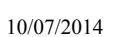
# VERSUCHSKÖRPER-V4-DETAIL KNOTENPUNKT



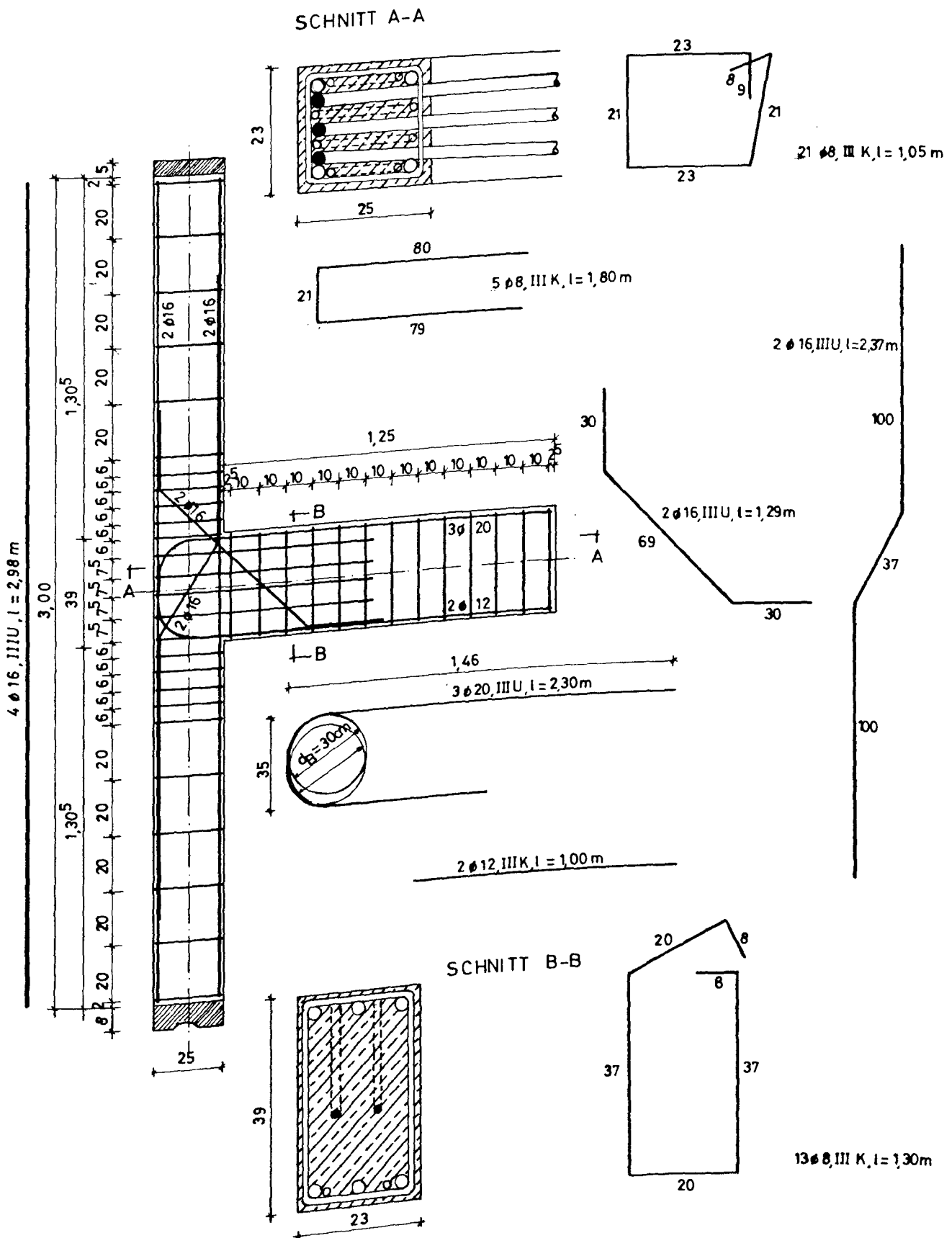
# Rißbild und Rißbreiten für Versuch V 4



Rißbreiten in 1/100 mm													
Last- stufe	8	11	15	16	18	20	n. 10.000 Lastwechsel	31	33	35	37	38	39
Last- verh.	1:3	1:7	1:1	1:7	1:3	1:1	1:3	1:7	1:3	1:1	1:5	1:3	1:2
Riß- Nr.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
1	5	6	15	12	30	32	15	15	15	15	20	—	20
2	6	7	10	12	12	12	10	5	12	12	18	28	18
3	—	—	—	—	—	0	15	10	20	15	35	68	58
4	—	—	—	—	—	0	10	12	15	20	27	28	28
5	—	—	—	—	—	—	—	—	18	22	32	50	48
6	—	—	—	—	—	—	—	—	32	32	20	38	32
7	—	—	—	—	—	—	—	—	32	32	20	38	32
8	—	—	—	—	—	—	—	—	32	32	20	38	32
9	7	5	8	5	14	18	20	7	12	18	10	15	12
10	0	3	14	10	18	18	15	15	27	22	15	—	22
11	0	3	14	10	18	18	15	15	27	22	15	—	22
12	0	1	4	2	8	7	7	3	10	10	10	—	18



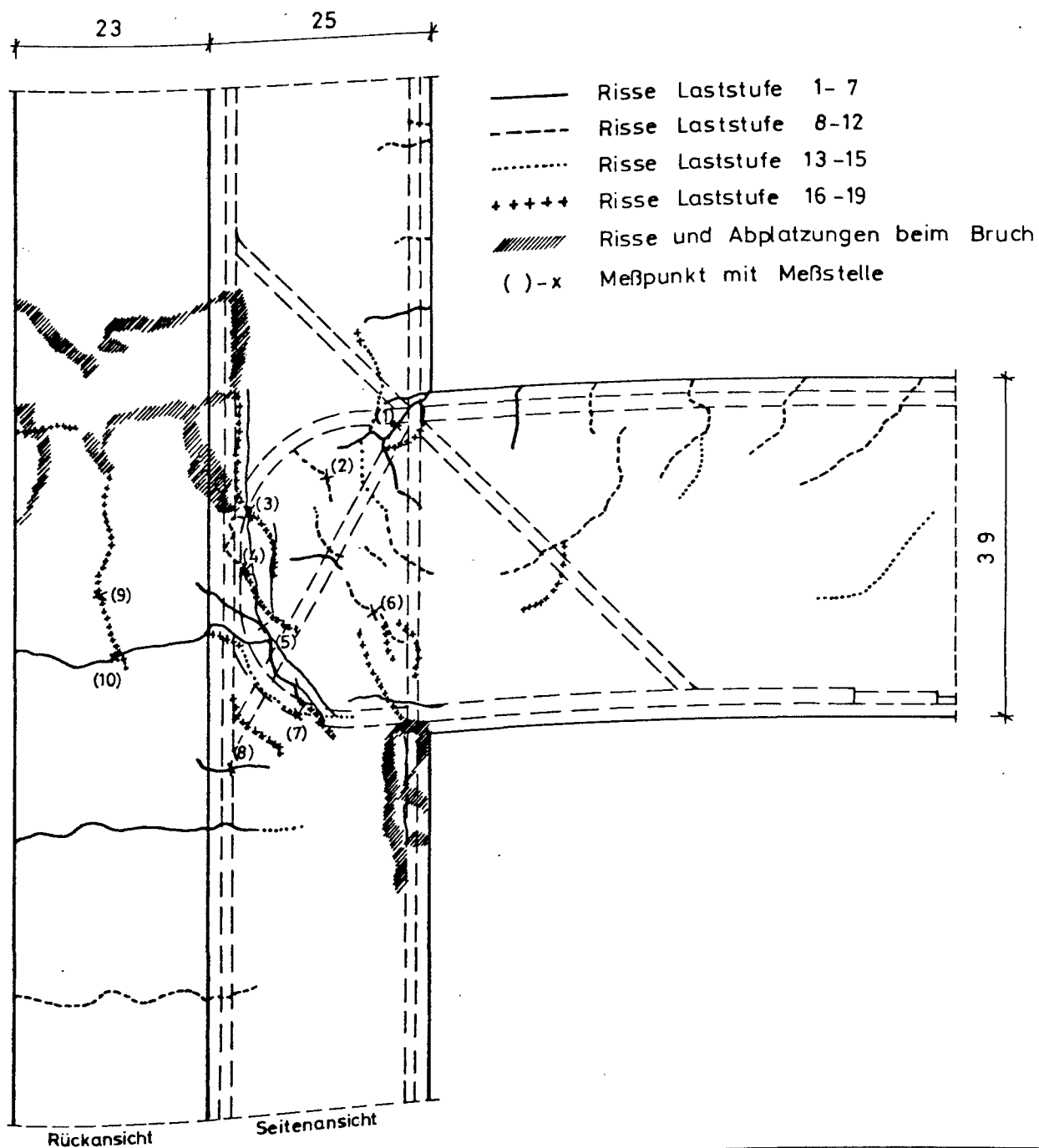
VERSUCHSKÖRPER-V5-BEWEHRUNGSPLAN



Beton : B 25  
Baustahl : BSt 420/500 RU (RK)  
" : 113 %

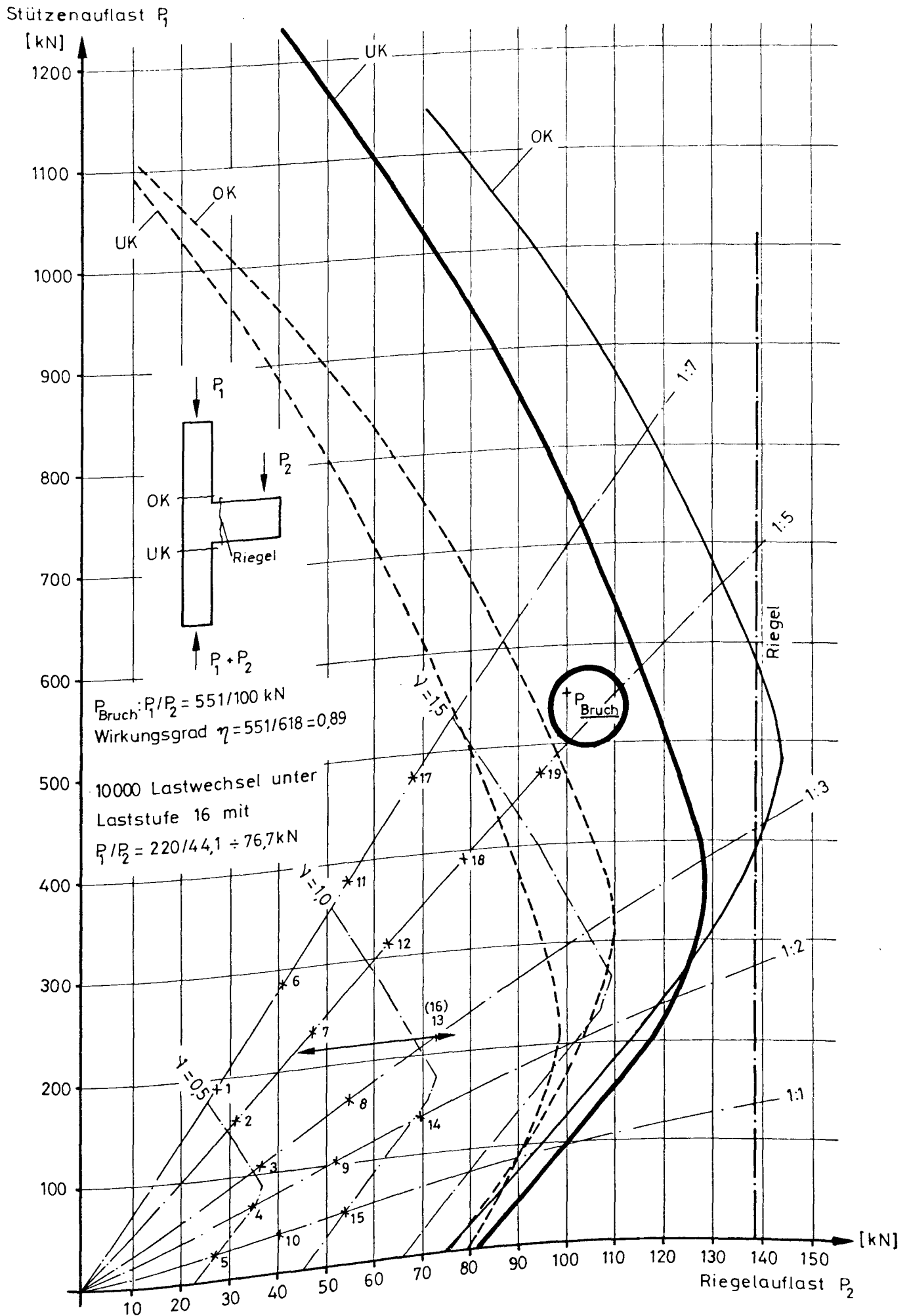


# Rißbild und Rißbreiten für Versuch V 5



Last- stufe Last- verh. Riß- Nr.		Rißbreiten in 1/100 mm												
											n. 10.000 Lastwechsel			
		5	6	7	8	10	11	12	13	15	1:3	1:7	1:5	1:5
		1:1	1:7	1:5	1:3	1:1	1:7	1:5	1:3	1:1	25	25	42	55
1		6	6	6	8	7	11	12	18	17	7	12	10	15
2		—	—	—	—	—	—	—	8	7	55	51	61	100
3		—	—	—	—	—	—	—	5	4	18	20	22	25
4		—	—	—	—	—	—	—	12	13	40	34	32	35
5		5	5	6	10	10	10	12	13	13	20	22	22	35
6		—	—	—	—	—	3	4	10	10	7	6	11	15
7		—	—	—	—	2	1	2	3	3	17	15	17	10
8		—	—	1	3	4	2	3	3	2	14	25	20	20
9		—	—	—	—	—	—	—	—	—	32	22	25	22
10		—	1	3	7	11	5	4	11	24				

# Sollbruchlasten und Versuchslaststufen V5



### Frisch - Betoneigenschaften

Versuch	$\frac{W}{Z}$ Faktor	Zementgehalt	Ausbreit- maß	Verdichtungs- maß	Frischbeton- rohdichte	Zementfestigkeiten	
		kg/m <sup>3</sup> Beton	cm		kg/dm <sup>3</sup>	Druck 7 Tage 28 Tage	Biegezug 7 Tage 28 Tage
						N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>
V 1	0,95	235	39,5	1,08	2,38	36,5 44,8	7,2 7,8
V 2	0,95	234	39,5	1,08	2,37	37,7 45,2	6,5 7,6
V 3	0,95	235	40,0	1,09	2,375	37,4 47,0	6,5 7,7
V 4	0,95	235	39,0	1,10	2,38	39,0 48,9	6,5 7,8
V 5	0,95	230	40,0	1,05	2,365	31,2 43,0	5,7 7,2

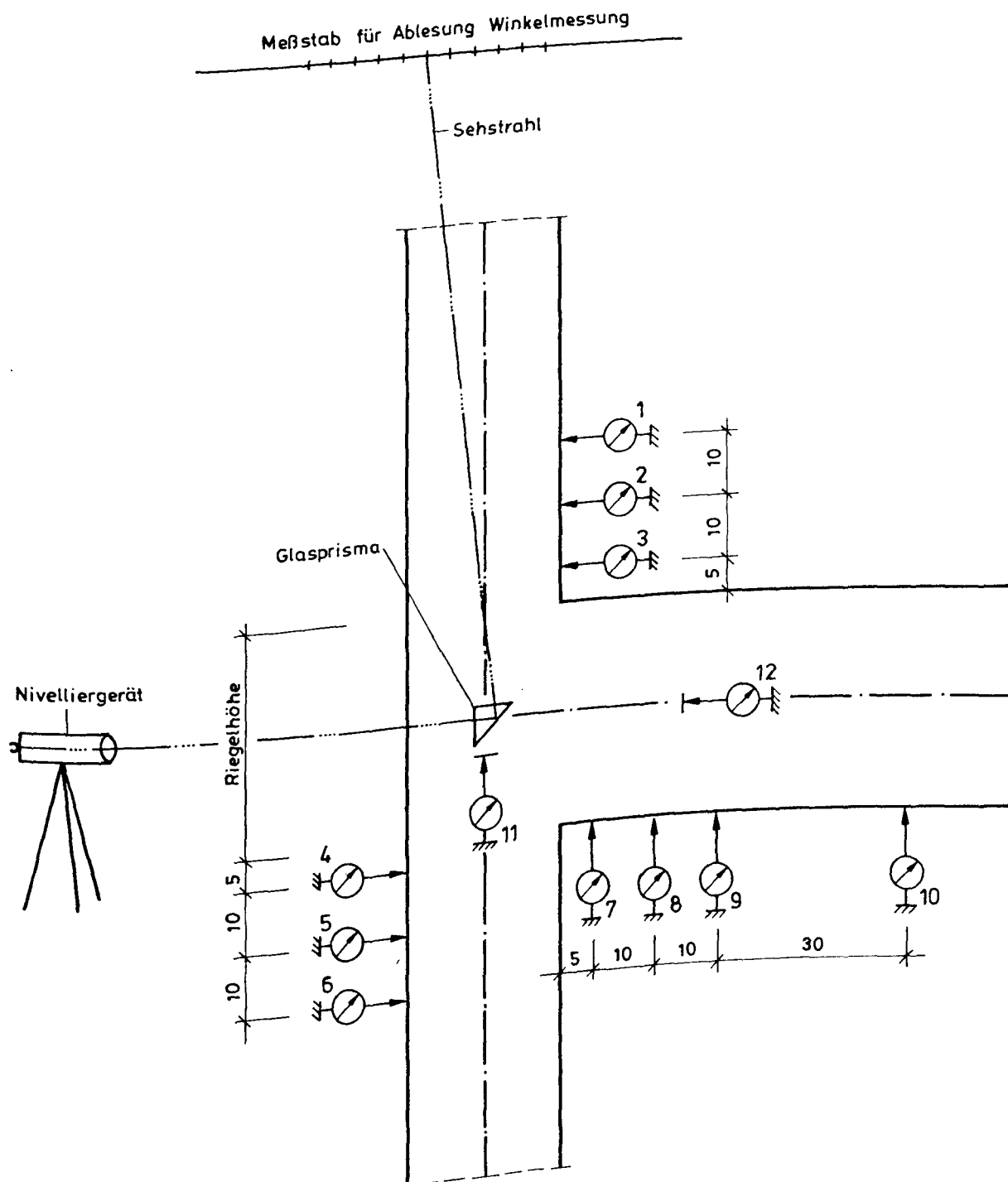
### Betonstahlfestigkeiten

Versuch	$\varnothing$	BSt	A <sub>s</sub>	$\beta_s$	$\beta_z$
			cm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>
	mm				
V 1	$\varnothing$ 16	420/500 RU	2,04	490	734
	$\varnothing$ 20	420/500 RU	3,19	463	707
	$\varnothing$ 8	420/500 RK	0,53	451	558
	$\varnothing$ 12	420/500 RK	1,16	452	563
	$\varnothing$ 20	420/500 RK	3,20	425	527
V 2	$\varnothing$ 8	420/500 RK	0,51	468	542
	$\varnothing$ 16	420/500 RU	2,04	454	736
	$\varnothing$ 18	420/500 RK	2,59	414	519
	$\varnothing$ 20	420/500 RU	3,13	448	722
V 3	$\varnothing$ 8	420/500 RK	0,51	468	542
	$\varnothing$ 16	420/500 RU	2,04	454	736
	$\varnothing$ 18	420/500 RK	2,59	414	519
	$\varnothing$ 20	420/500 RU	3,19	464	709
V 4	$\varnothing$ 16	420/500 RU	2,06	406	677
	$\varnothing$ 18	420/500 RU	2,59	416	696
	$\varnothing$ 20	420/500 RU	3,11	454	727
V 5	$\varnothing$ 16	420/500 RU	2,00	440	712
	$\varnothing$ 20	420/500 RU	3,13	459	730

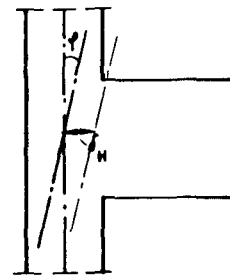
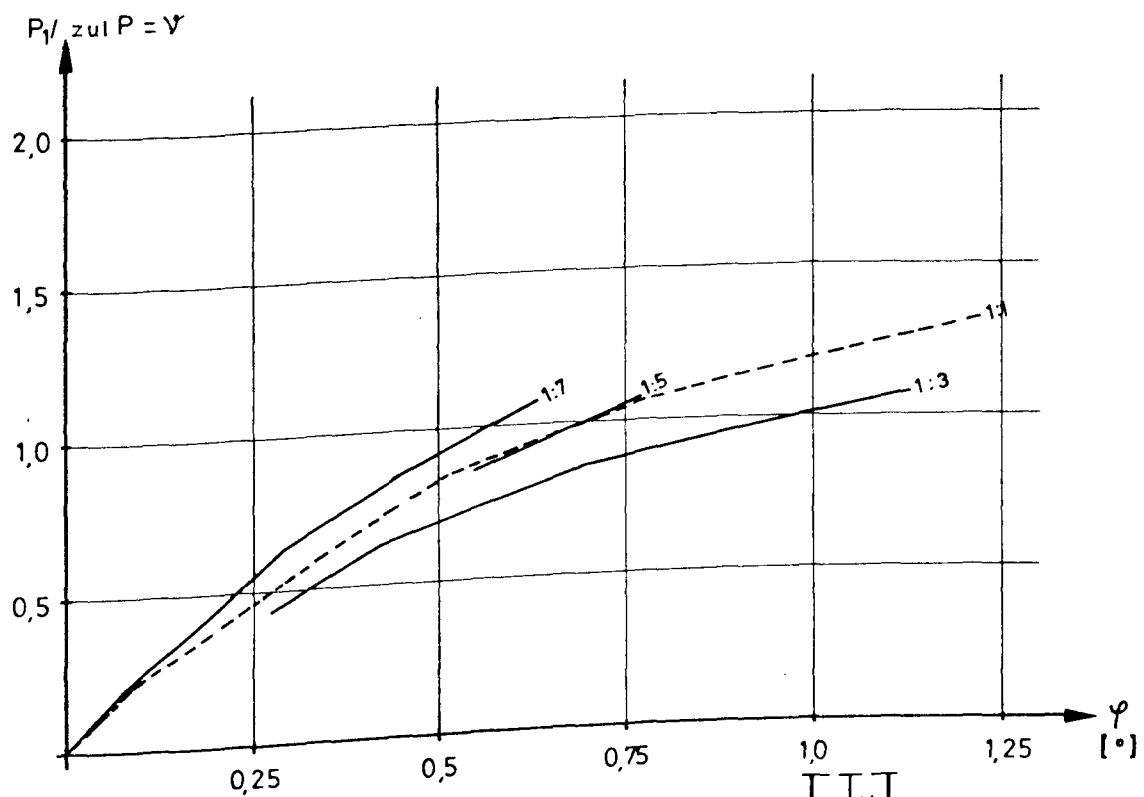
Versuch	Druckfestigkeit $\beta_{WM}$ am Würfel 20/20/20 cm 7 Tage 14 Tage 21 Tage 28 Tage	Druckfestigkeit $\beta_P$ am Prisma 15/15/70 cm  28 Tage - Festigk.	Biegezug - festigkeit am Prisma 15/15/70 cm	Spaltzugfestigkeit am Zylinder $\varnothing$ 15/30 cm	Elastizitätsmodul am Prisma  E 1                      E 10
	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>
V 1	23,2 26,9 29,8 31,9	27,0	—	—	25290      27840
V 2	21,7 23,7 26,8 27,0	21,9	3,07	2,62	22060      23860
V 3	21,9 25,7 27,8 29,7	23,9	3,41	1,73	23750      25530
V 4	22,7 29,0 30,5 32,5	24,3	2,62	2,50	24860      25550
V 5	14,3 16,7 23,2 22,9	20,3	2,63	2,42	20800      22300

Die Festigkeiten zum Zeitpunkt des Versuches entsprechen den 28 Tage - Festigkeiten

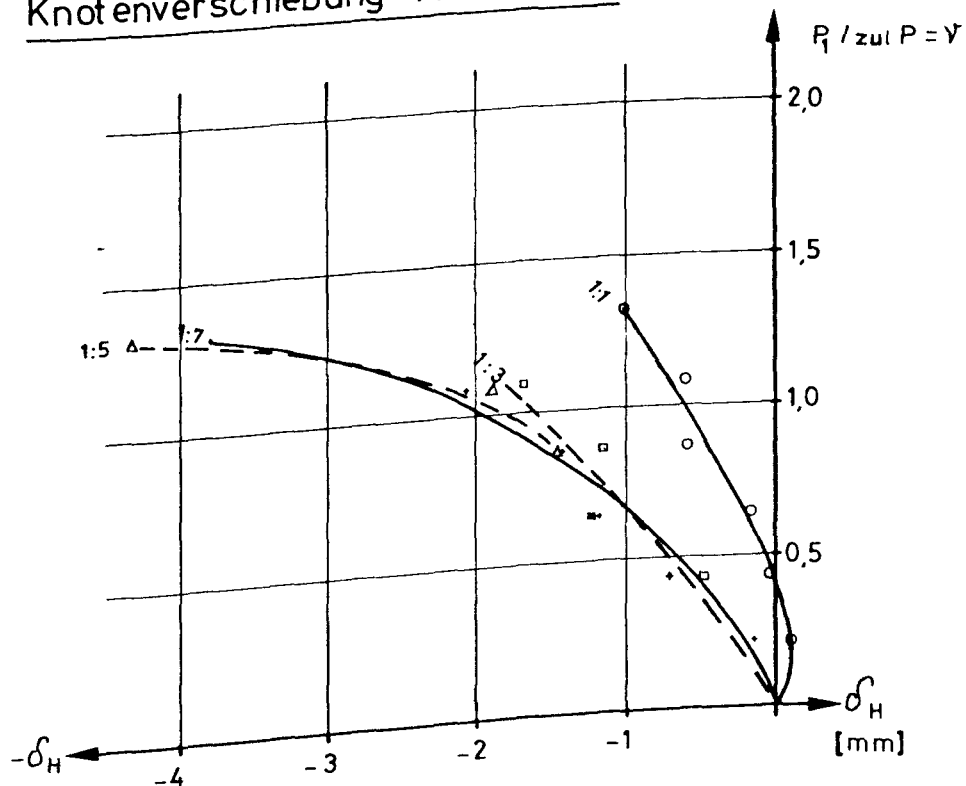
# Anordnung der Meßuhren für die Verformungsmessungen



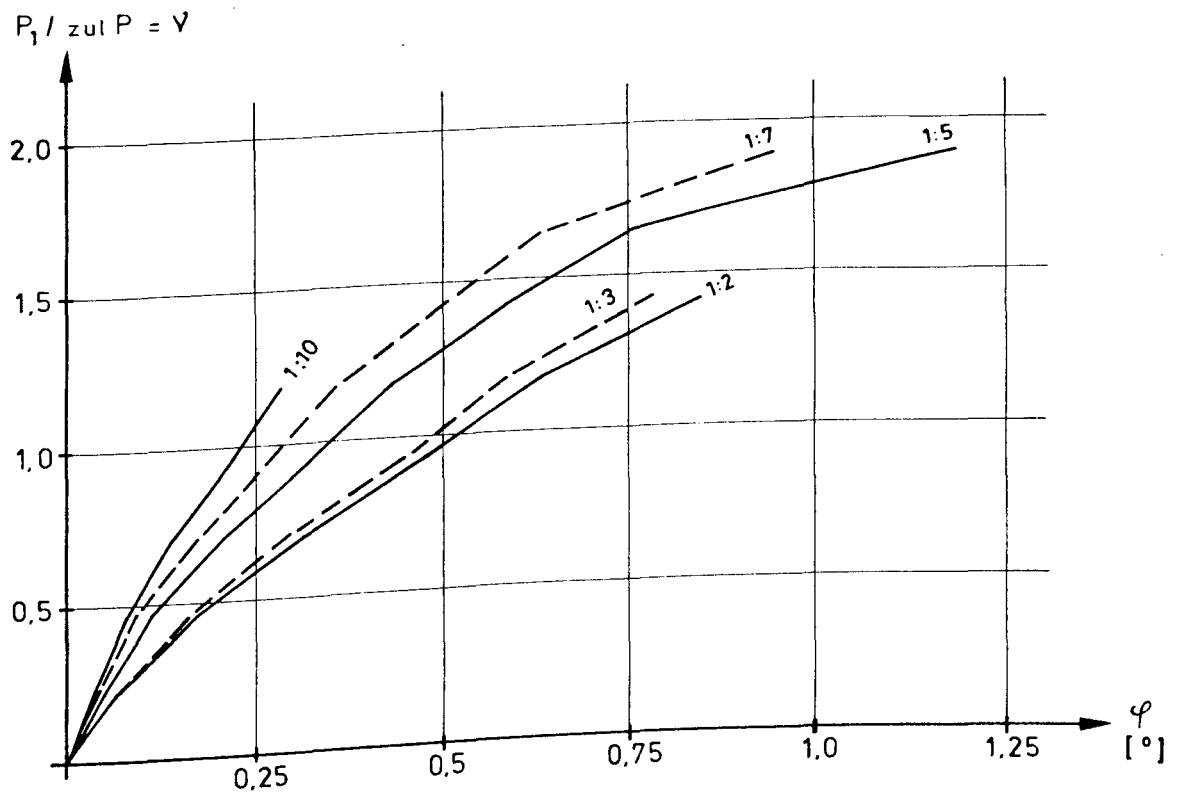
# Knotenverdrehung Versuch V1



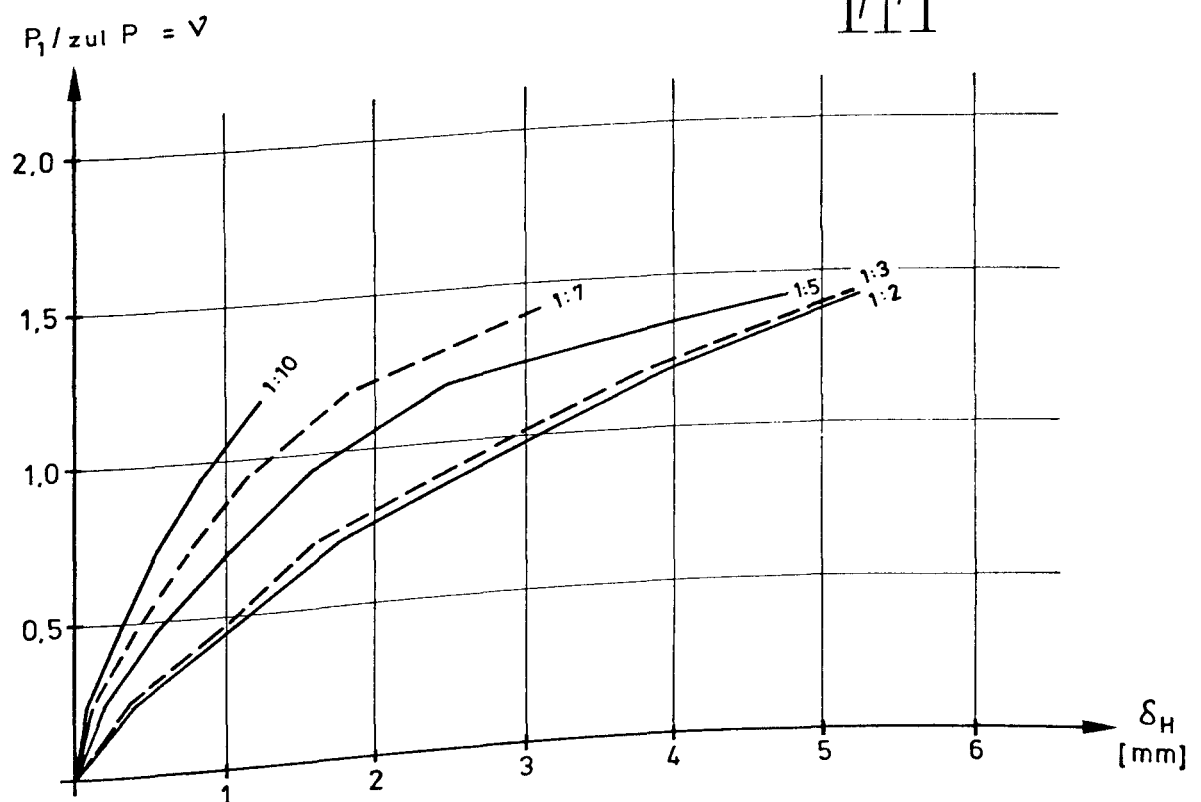
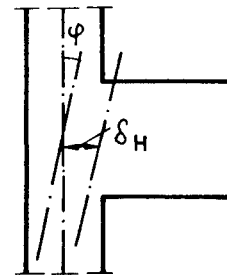
# Knotenverschiebung Versuch V1



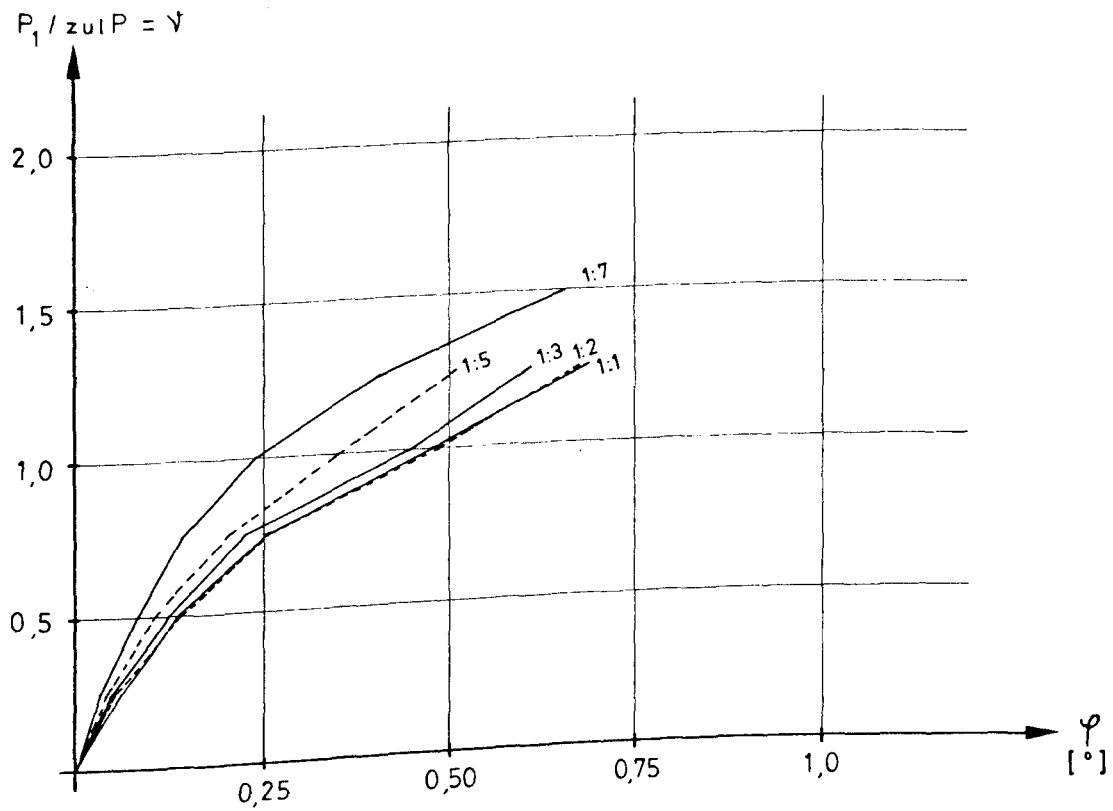
# Knotenverdrehung Versuch V 2



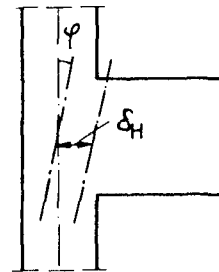
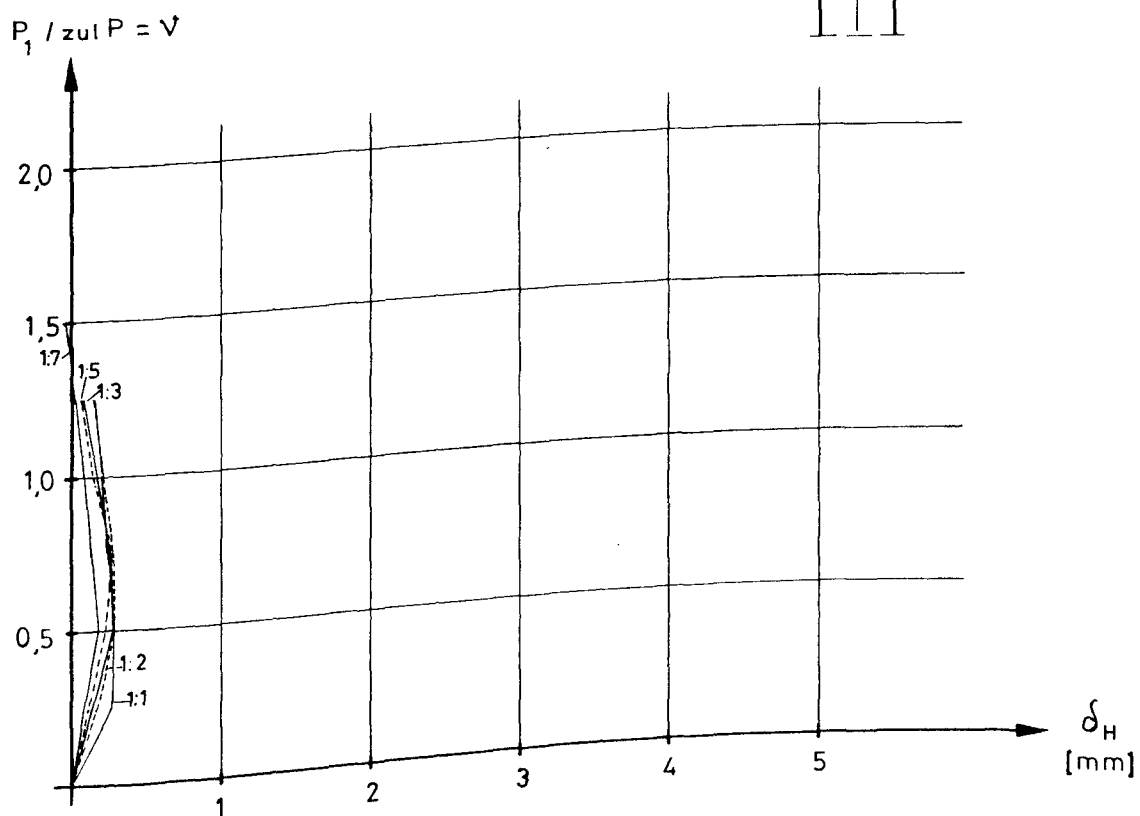
# Knotenverschiebung Versuch V 2



# Knotenverdrehung Versuch V3

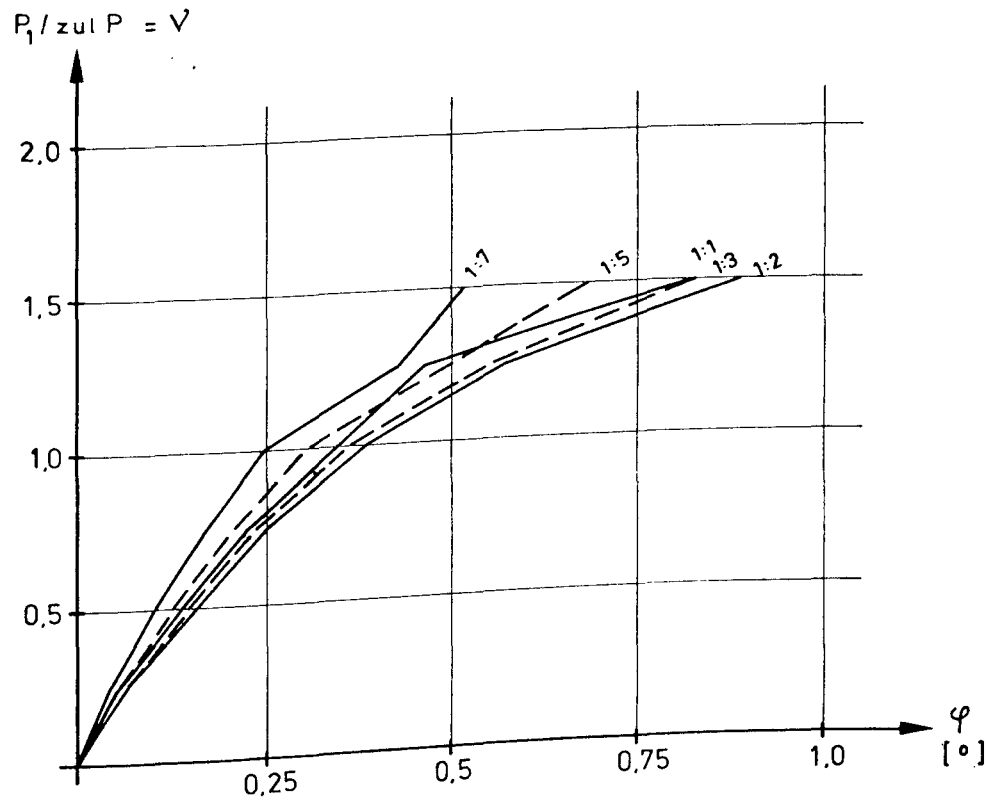


# Knotenverschiebung Versuch V 3

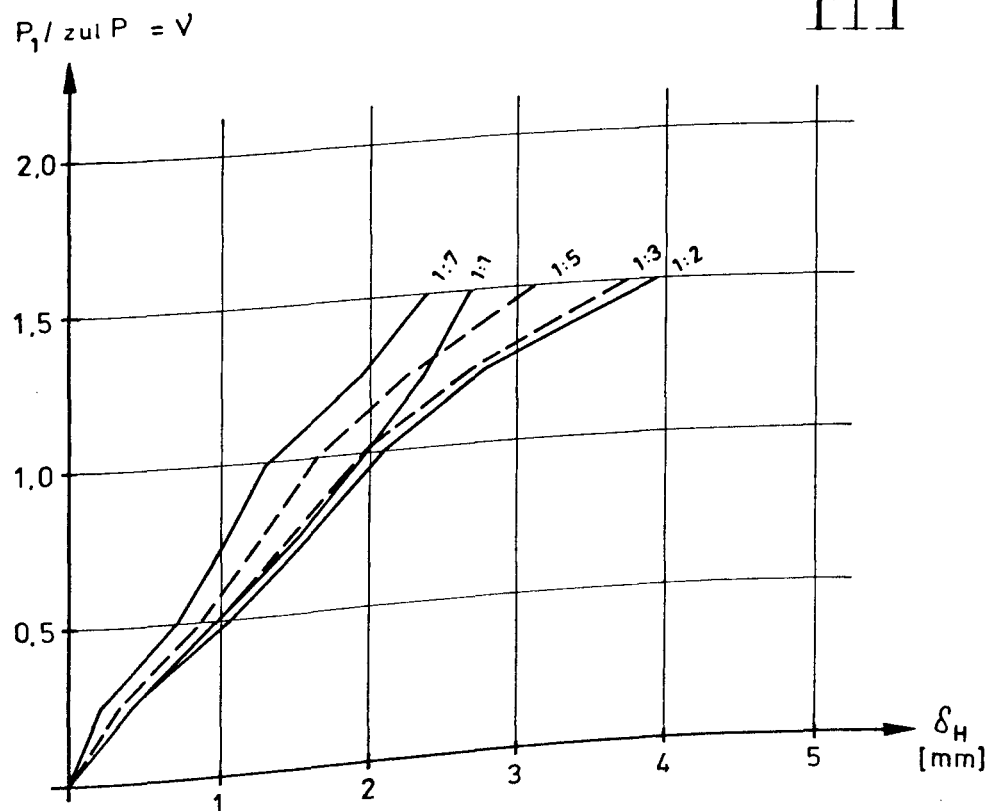
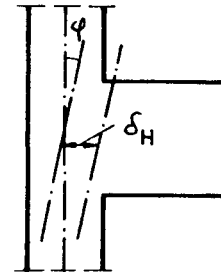




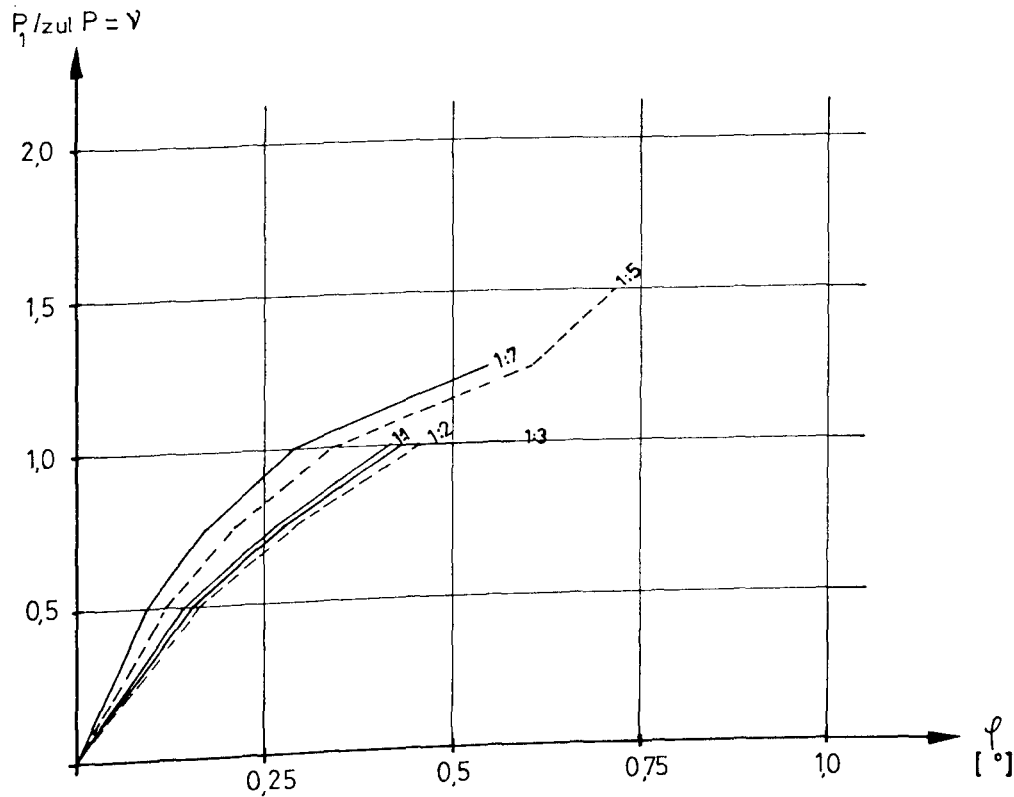
# Knotenverdrehung Versuch V 4



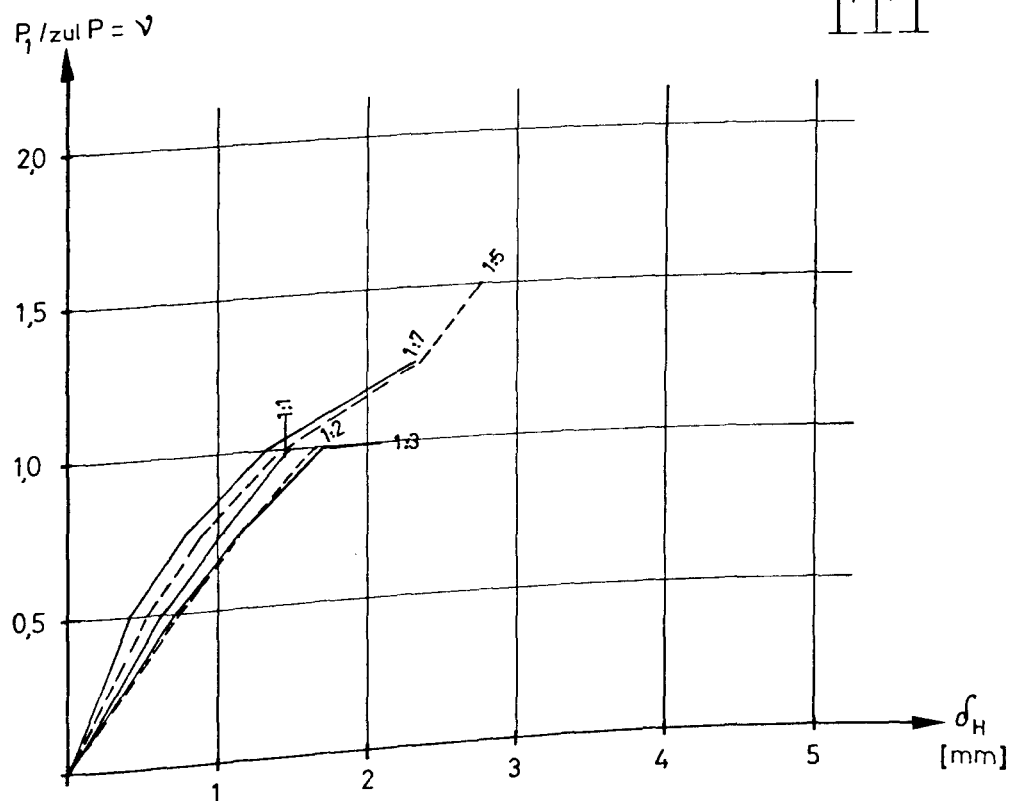
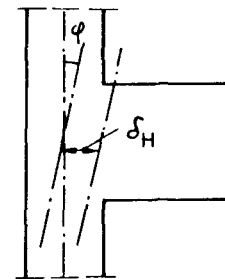
# Knotenverschiebung Versuch V 4



# Knotenverdrehung Versuch V5



# Knotenverschiebung Versuch V5



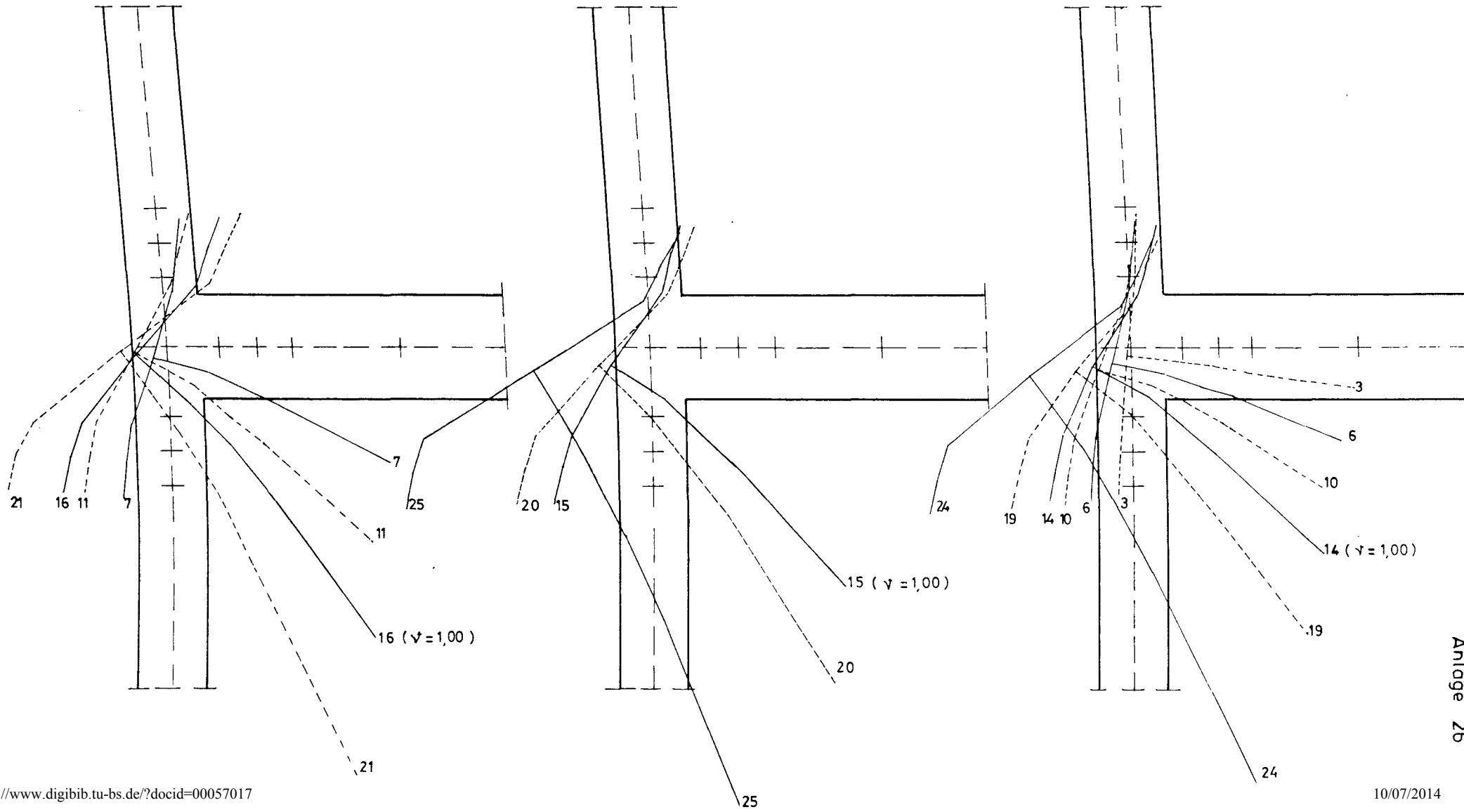
# Verformungsfigur Versuch V1

Maßstab: Zeichnung 1:15, Verschiebung 5:1

Lastverhältnis  $P_1/P_2=3:1$

Lastverhältnis  $P_1/P_2=5:1$

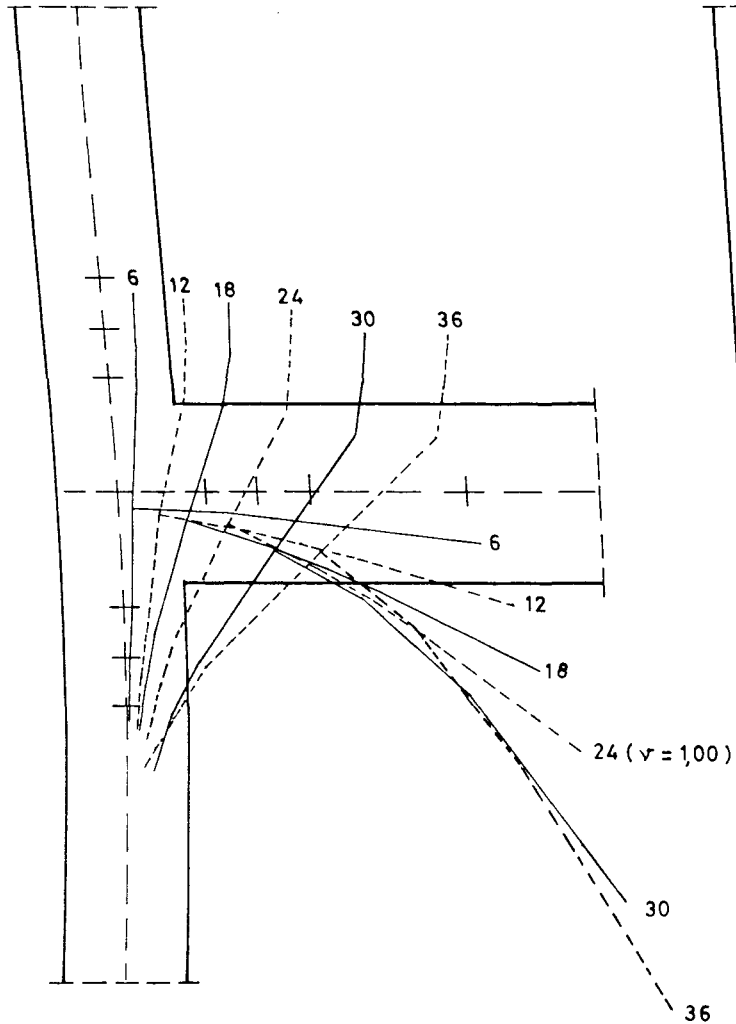
Lastverhältnis  $P_1/P_2=7:1$



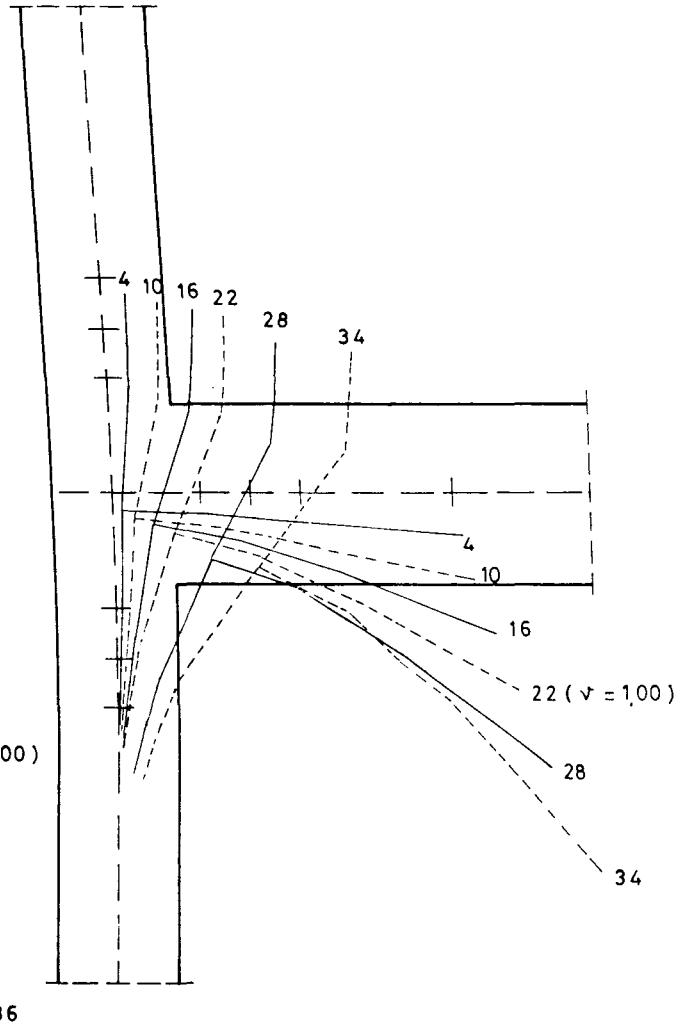
## Verformungsfigur Versuch V 2

Maßstab: Zeichnung 1:15, Verschiebung 5:1

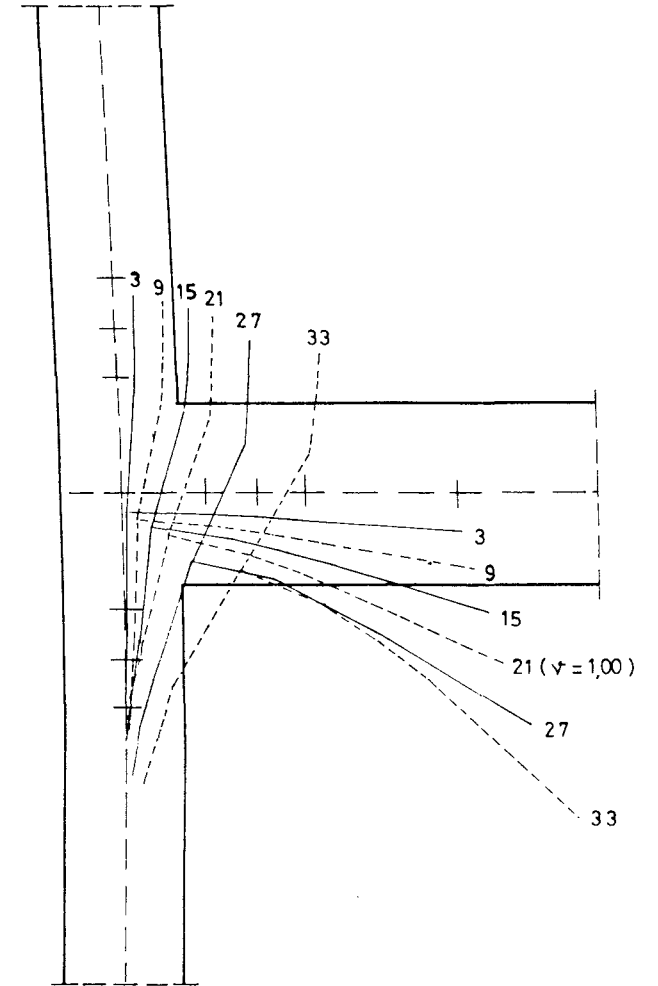
Lastverhältnis  $P_1/P_2 = 2:1$



Lastverhältnis  $P_1/P_2 = 5:1$



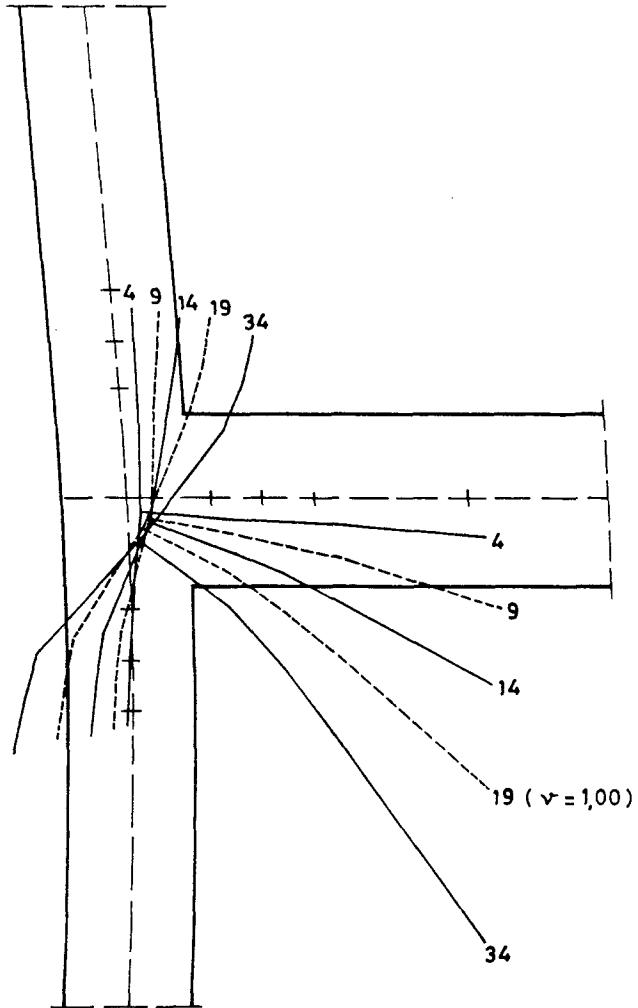
Lastverhältnis  $P_1/P_2 = 7:1$



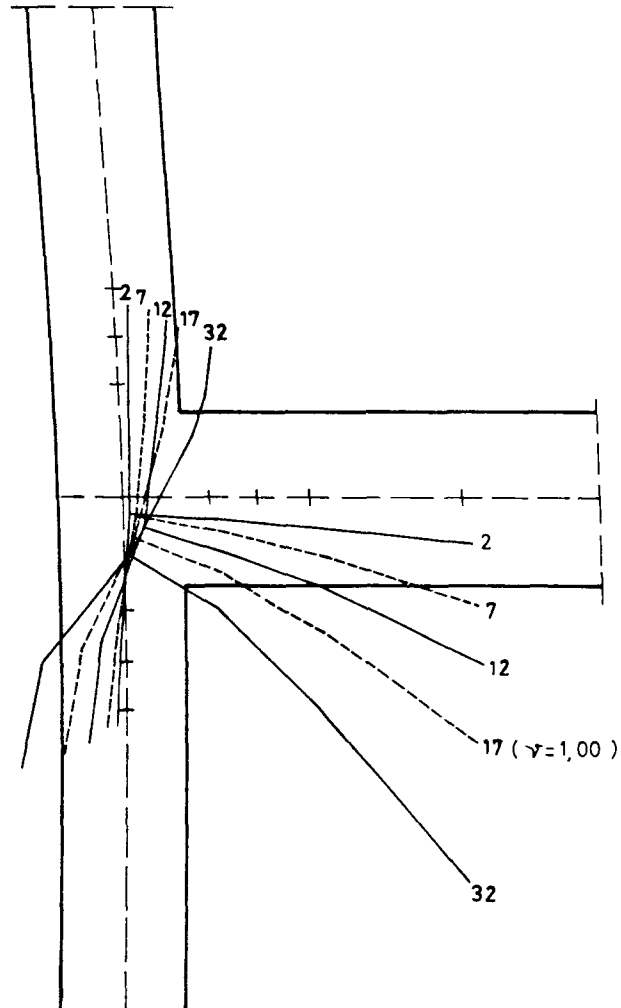
# Verformungsfigur Versuch V3

Maßstab: Zeichnung 1:15, Verschiebung 5:1

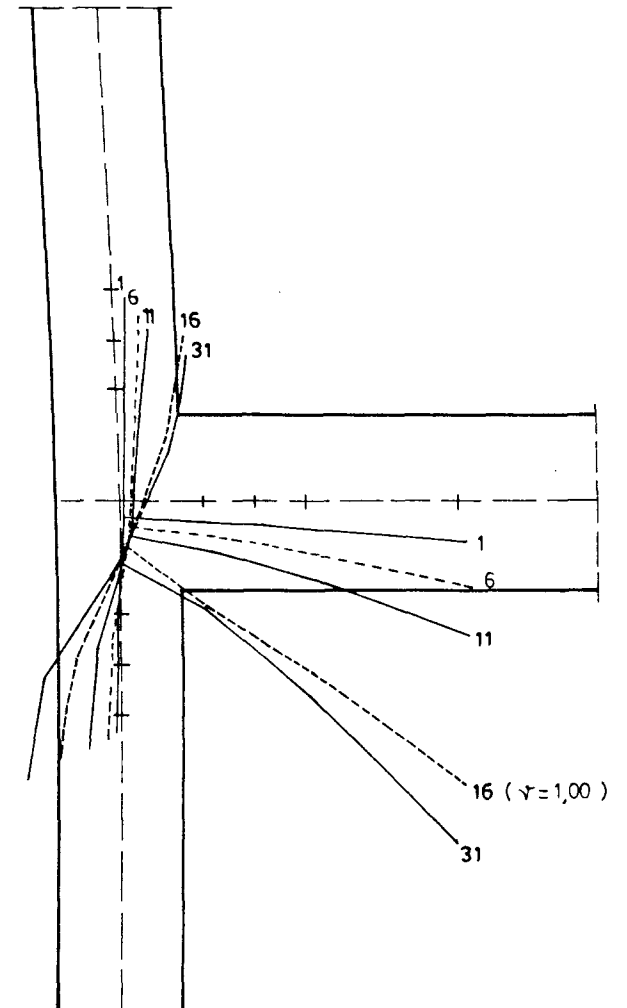
Lastverhältnis  $P_1/P_2 = 2:1$



Lastverhältnis  $P_1/P_2 = 5:1$



Lastverhältnis  $P_1/P_2 = 7:1$



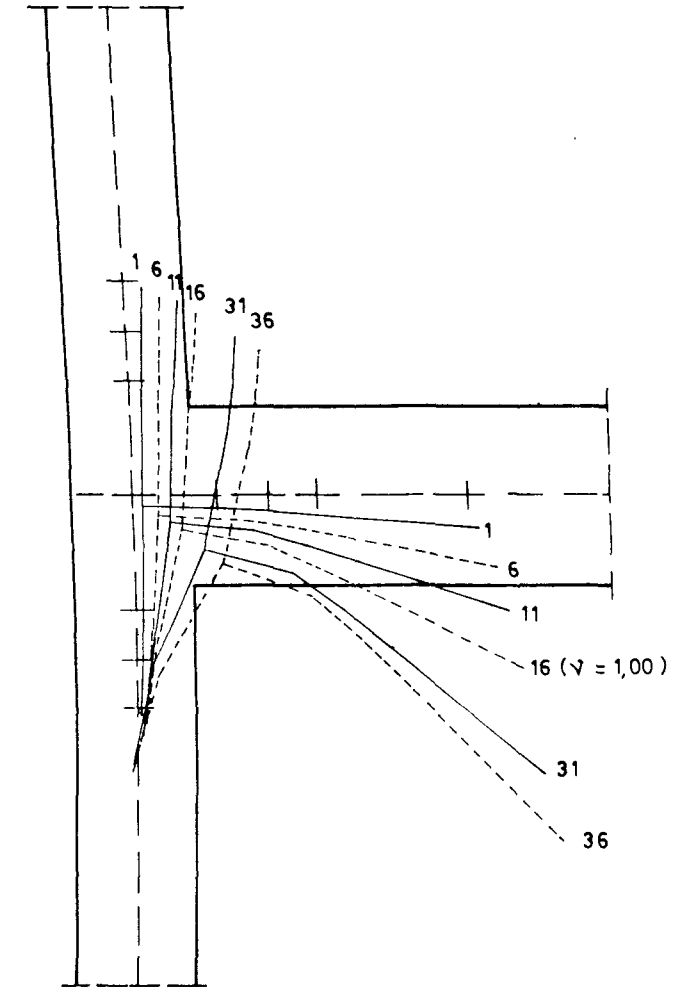
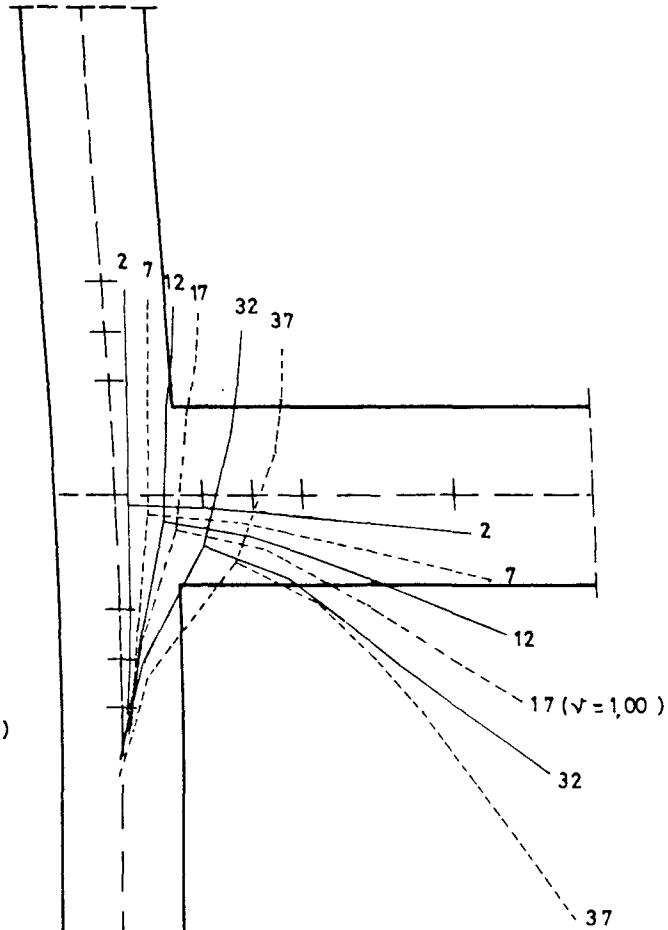
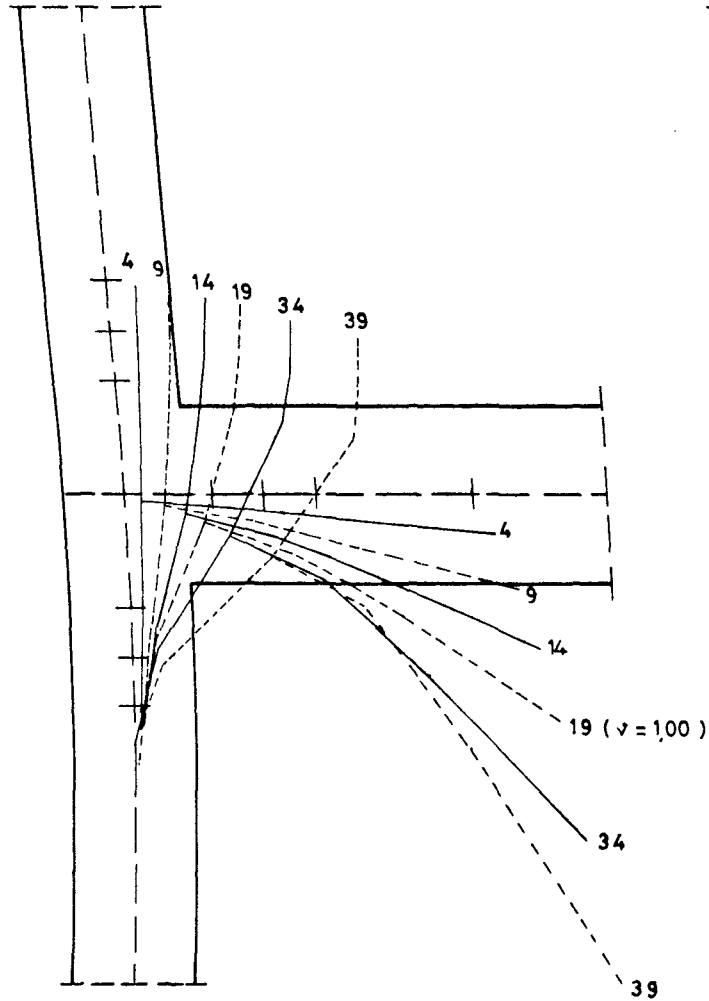
# Verformungsfigur Versuch V 4

Maßstab: Zeichnung 1:15, Verschiebung 5:1

Lastverhältnis  $P_1/P_2 = 2:1$

Lastverhältnis  $P_1/P_2 = 5:1$

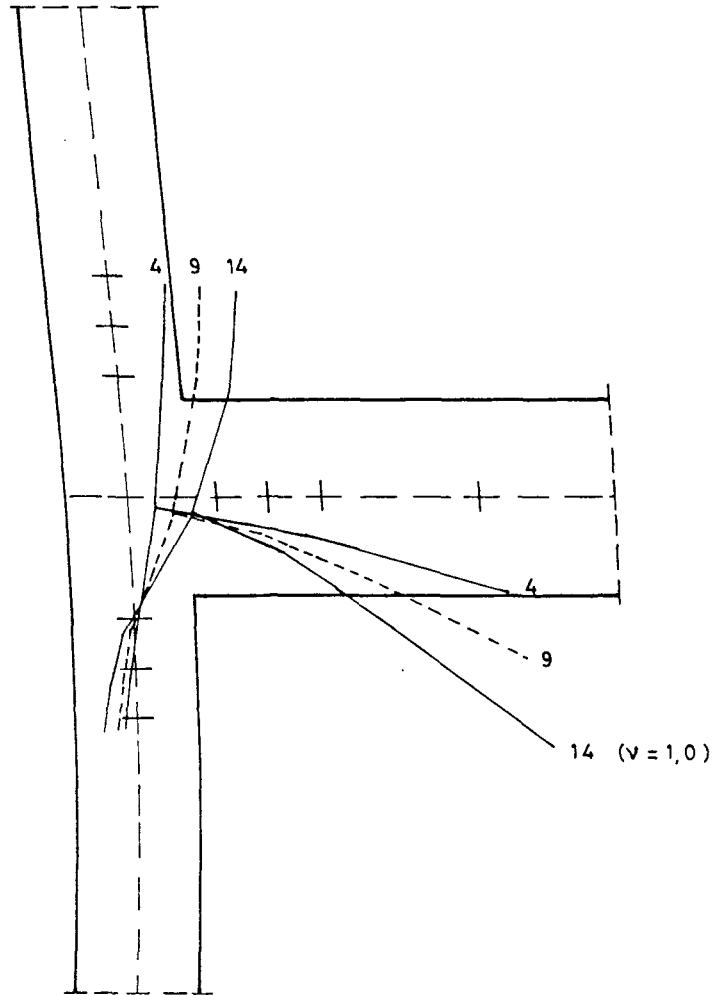
Lastverhältnis  $P_1/P_2 = 7:1$



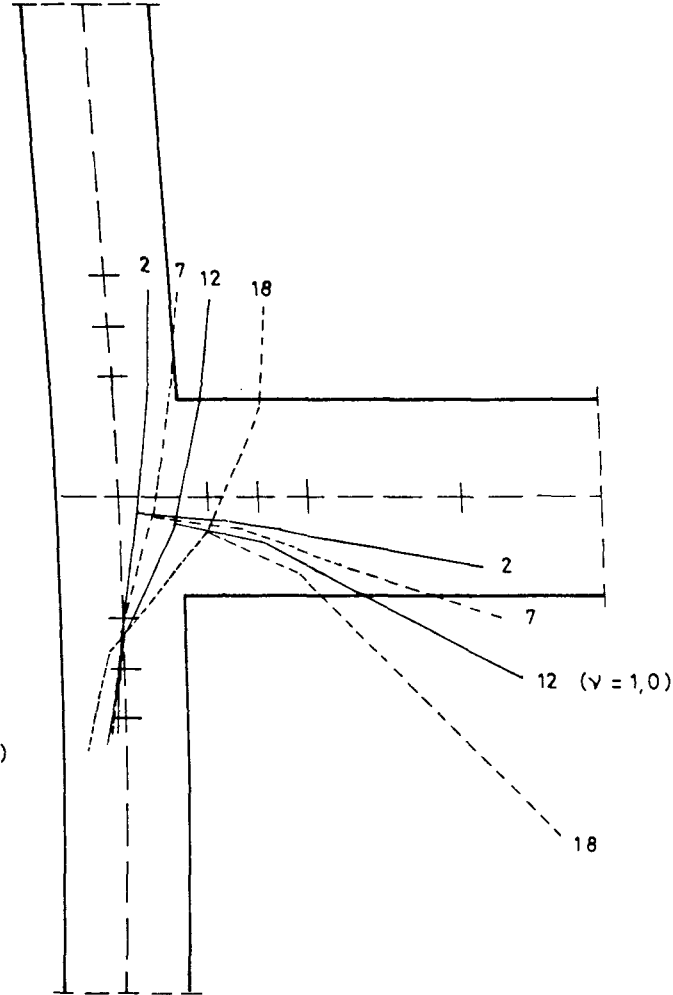
# Verformungsfigur Versuch V5

Maßstab: Zeichnung 1:15, Verschiebung 5:1

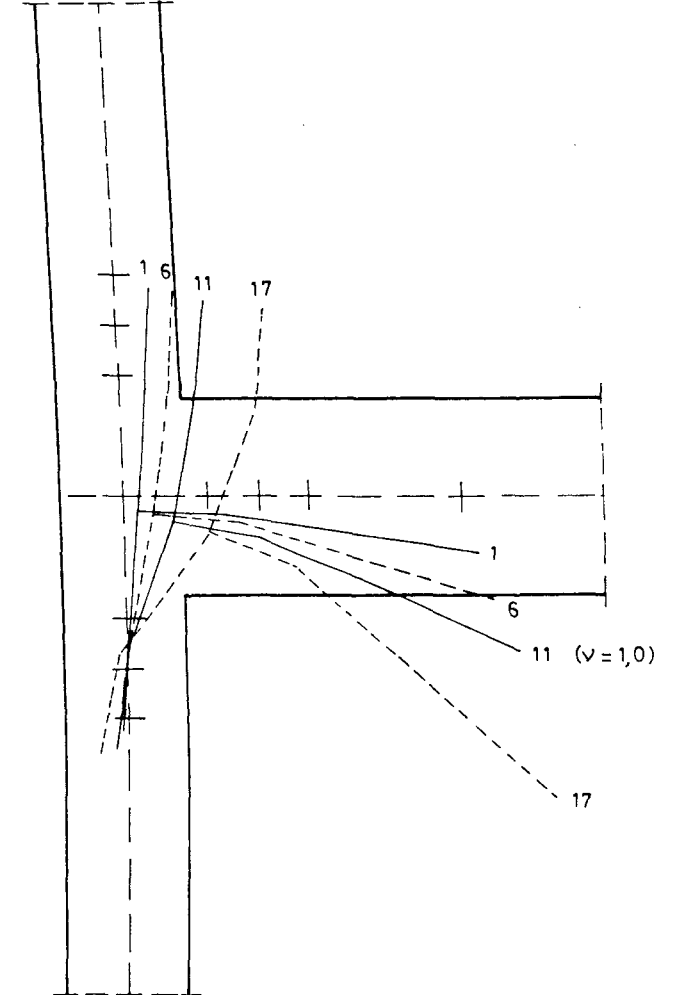
Lastverhältnis  $P_1/P_2=2:1$

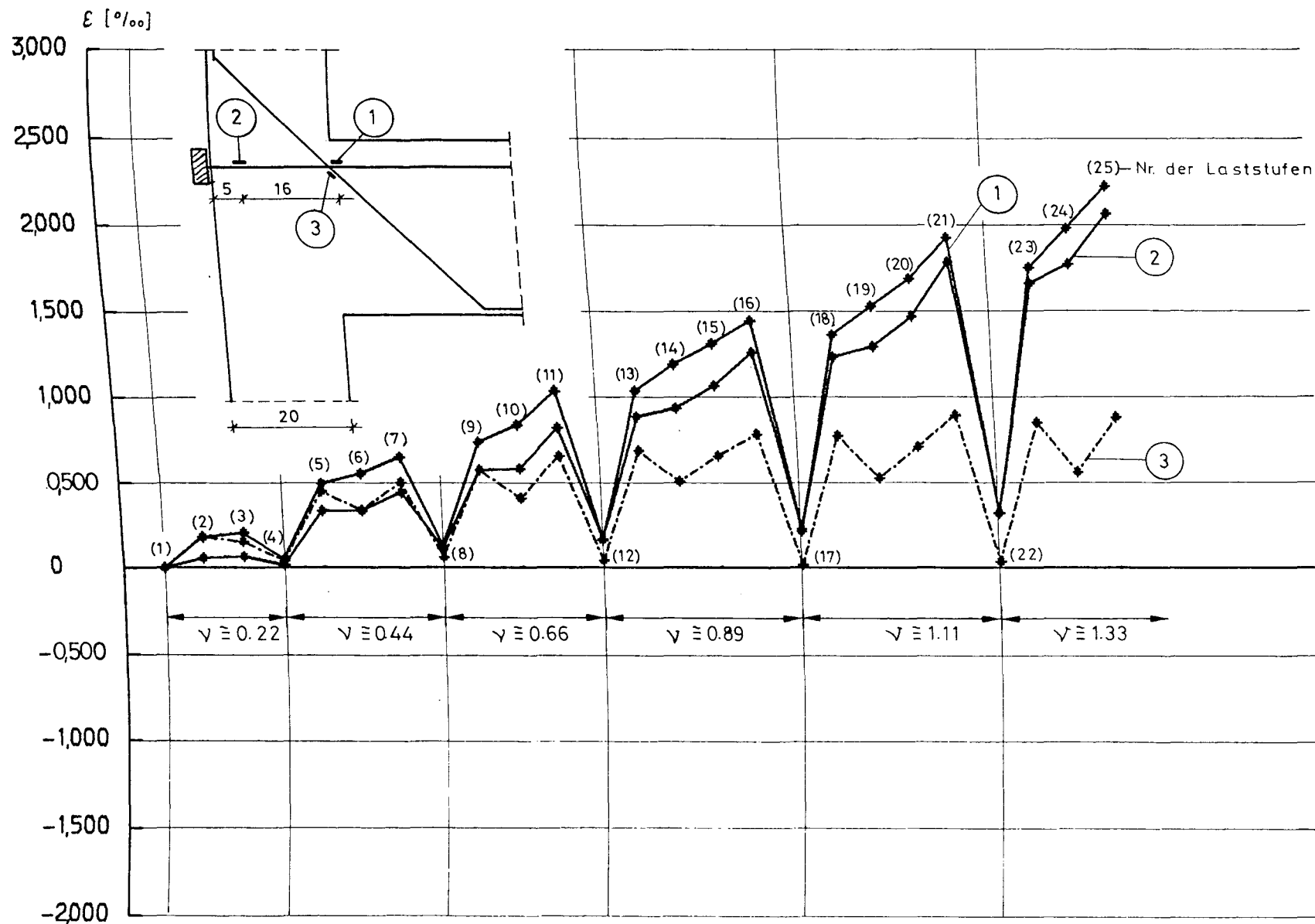


Lastverhältnis  $P_1/P_2=5:1$

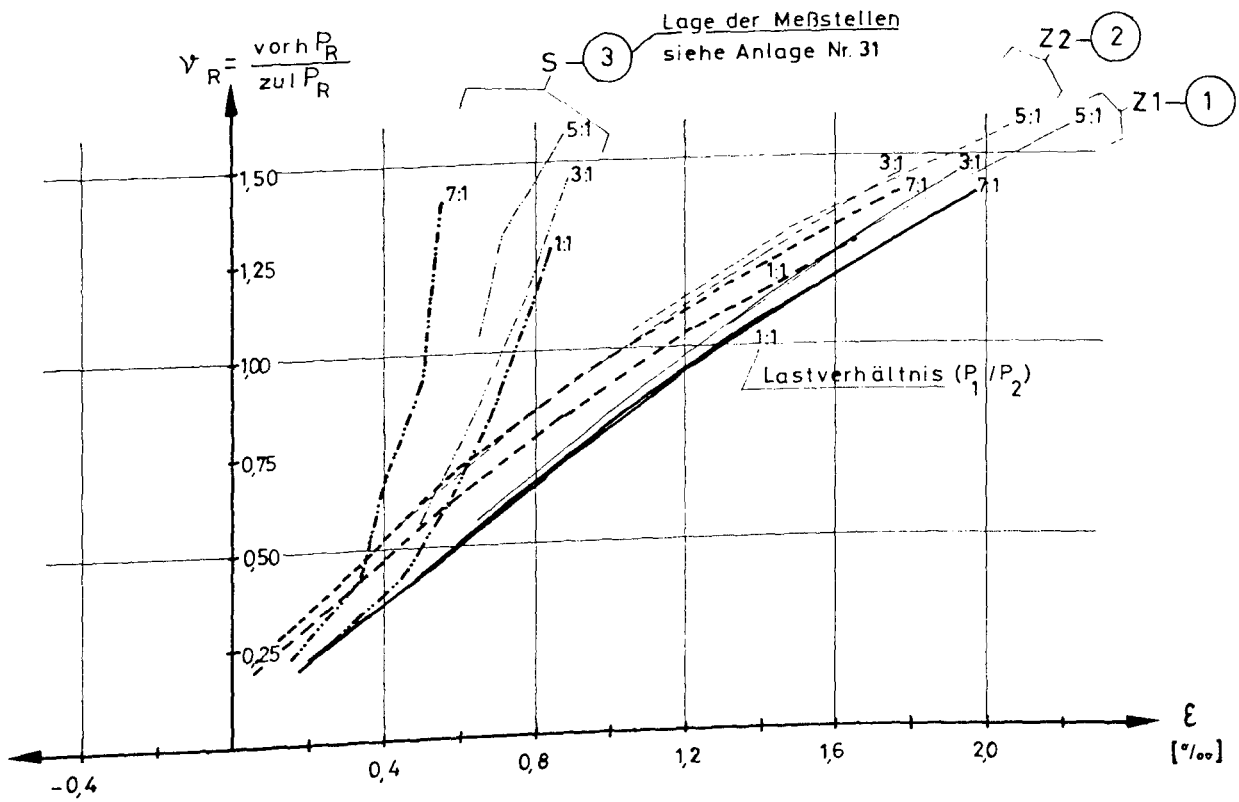


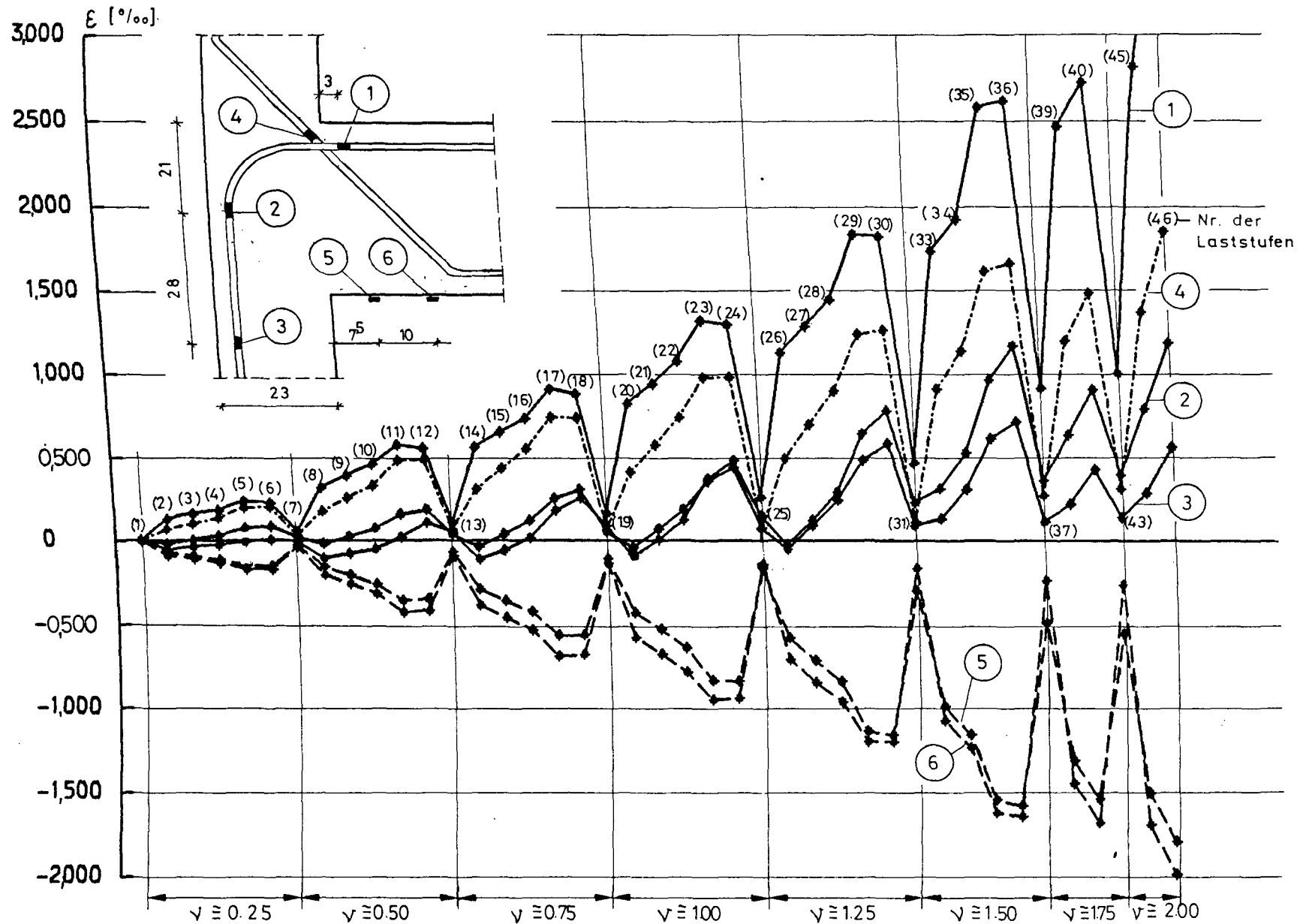
Lastverhältnis  $P_1/P_2=7:1$





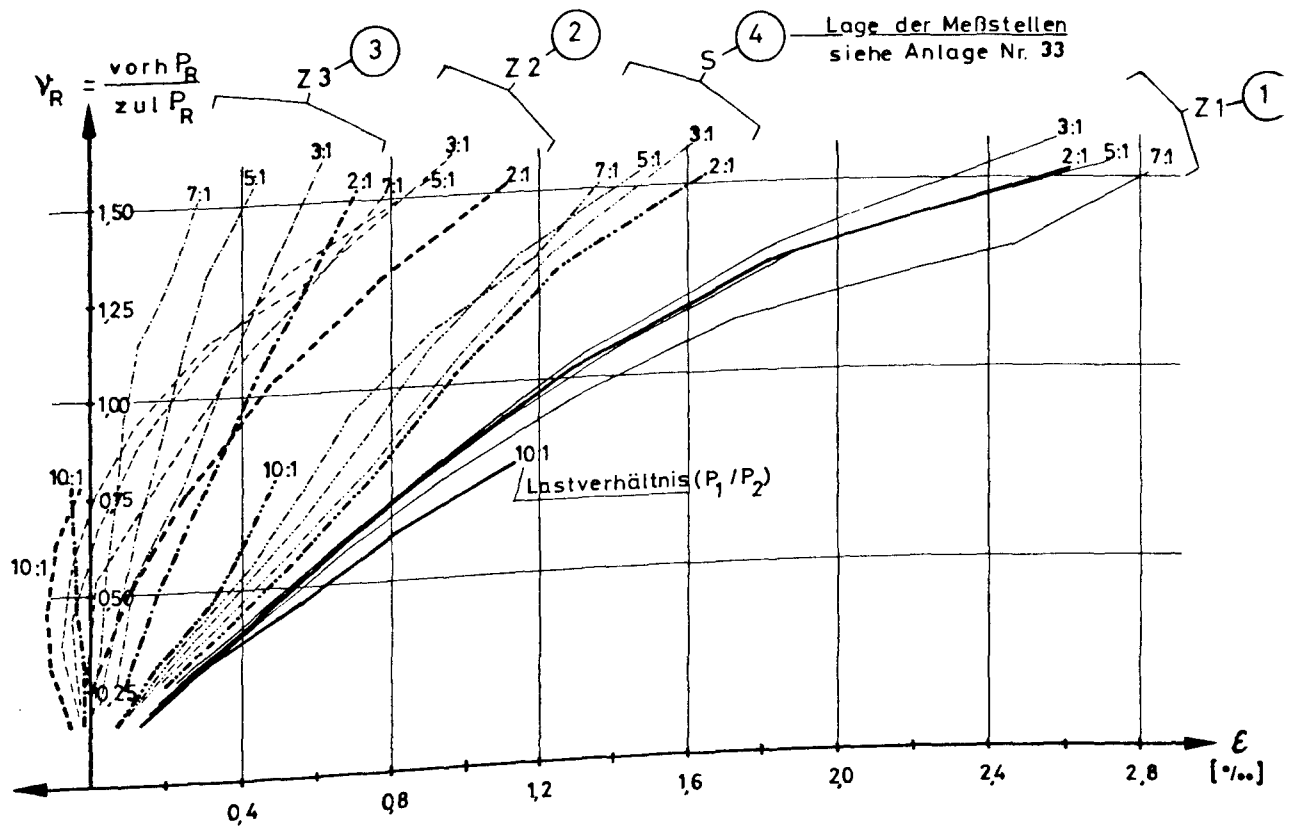


VERSUCH V1Stahldehnungen Riegel

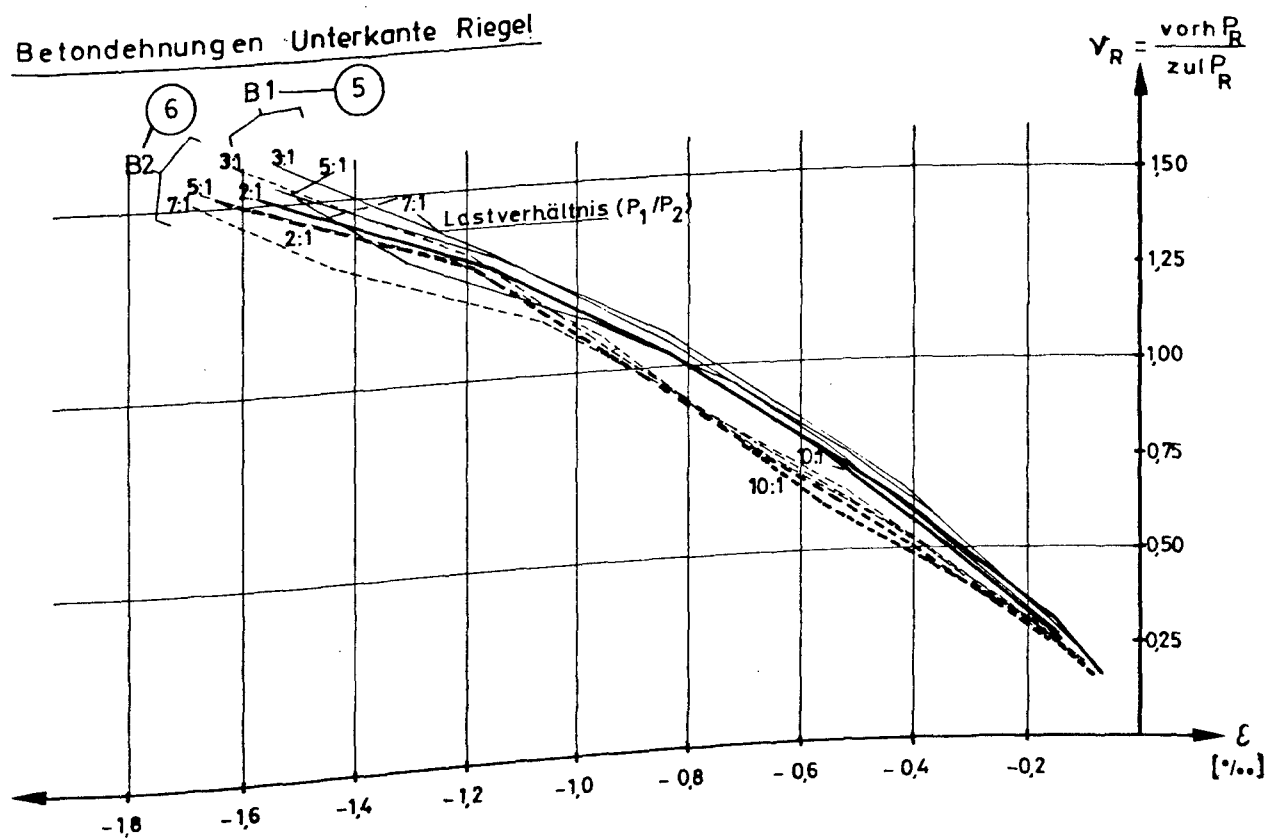


# VERSUCH V 2

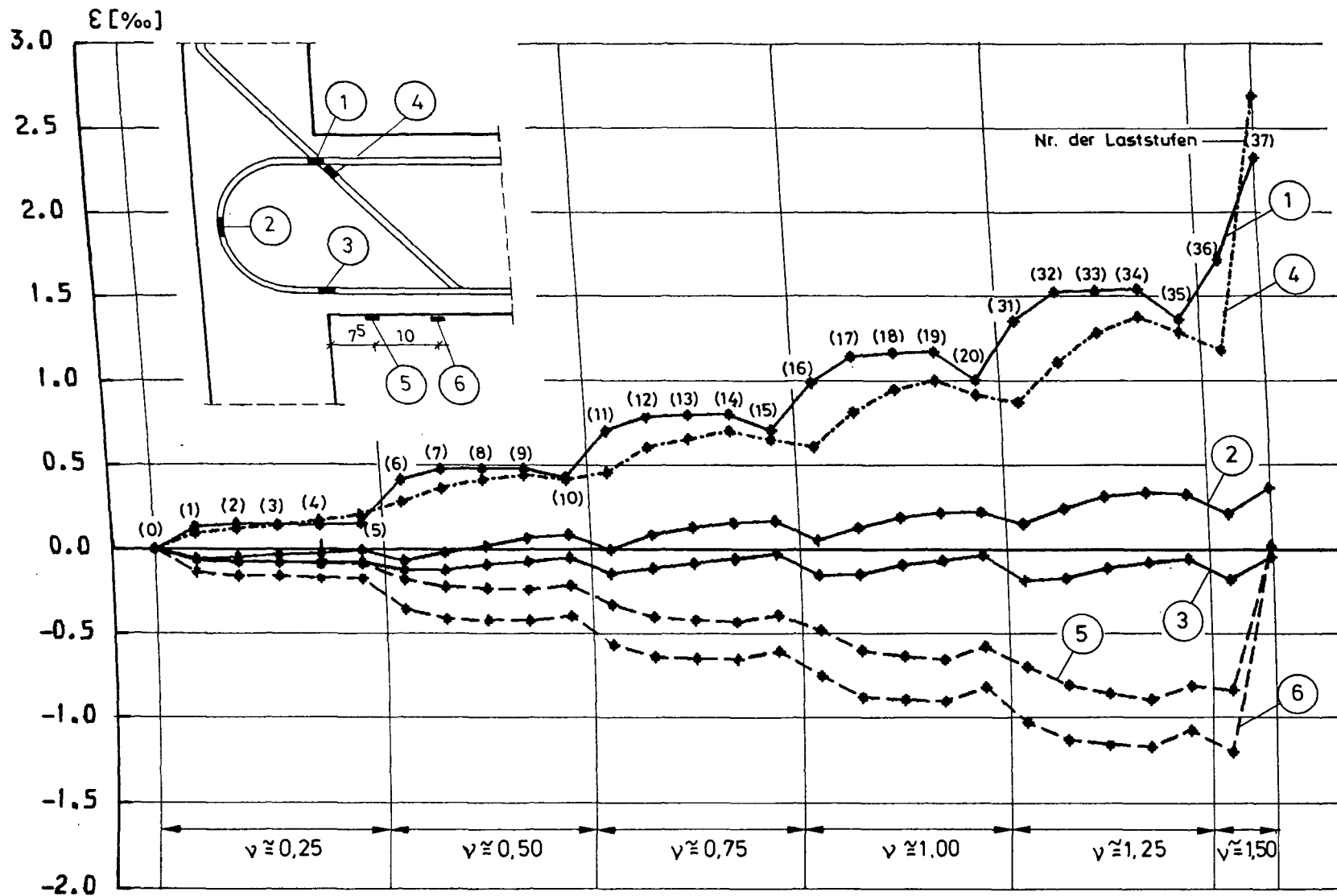
## Stahldehnungen Riegel

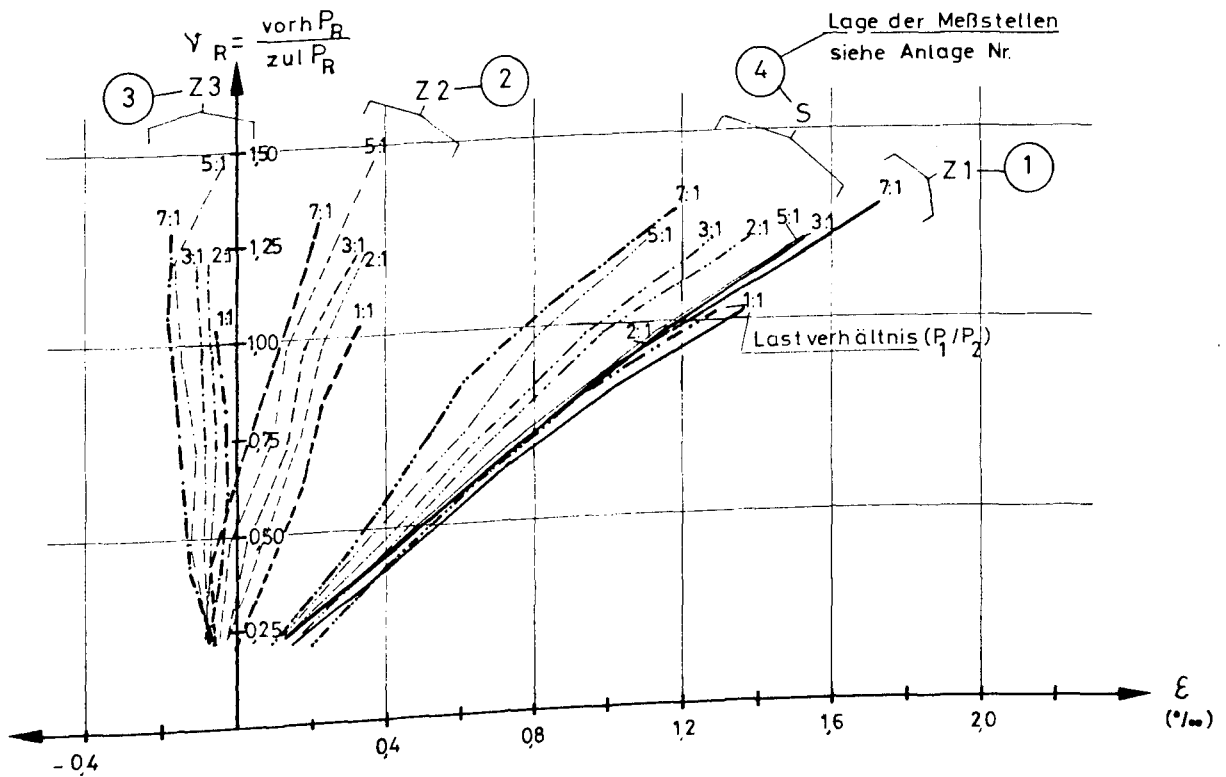
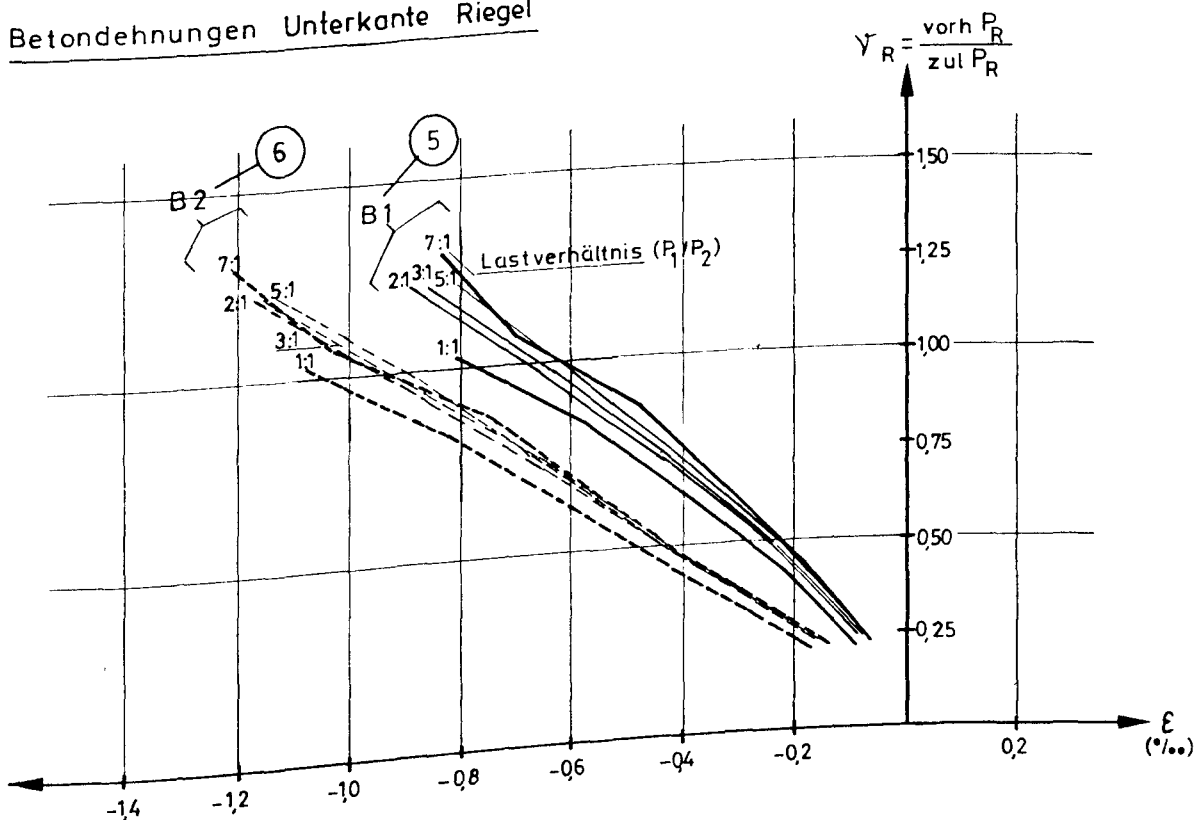


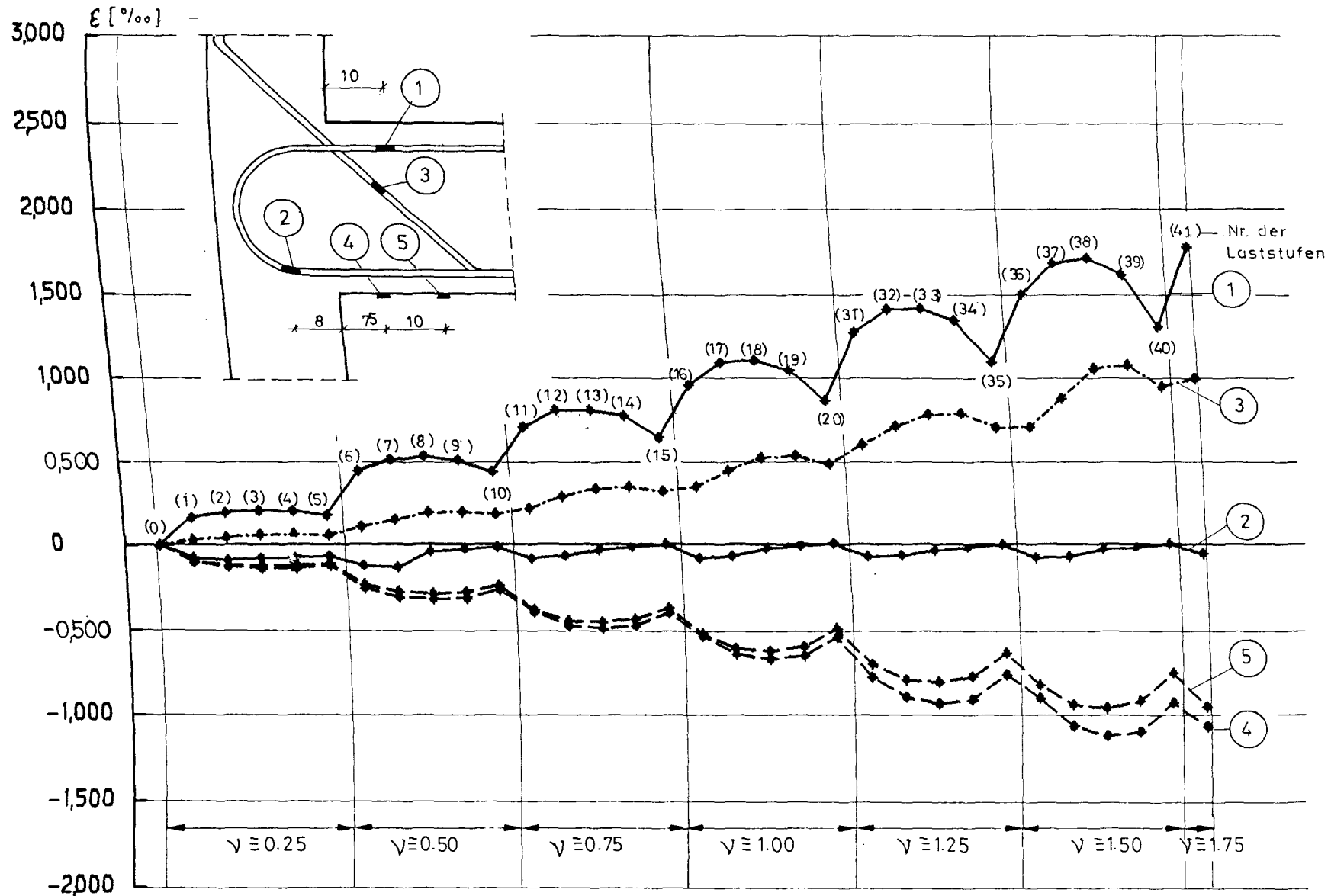
## Betondehnungen Unterkante Riegel



# E R G E B N I S S E V E R S U C H V 3

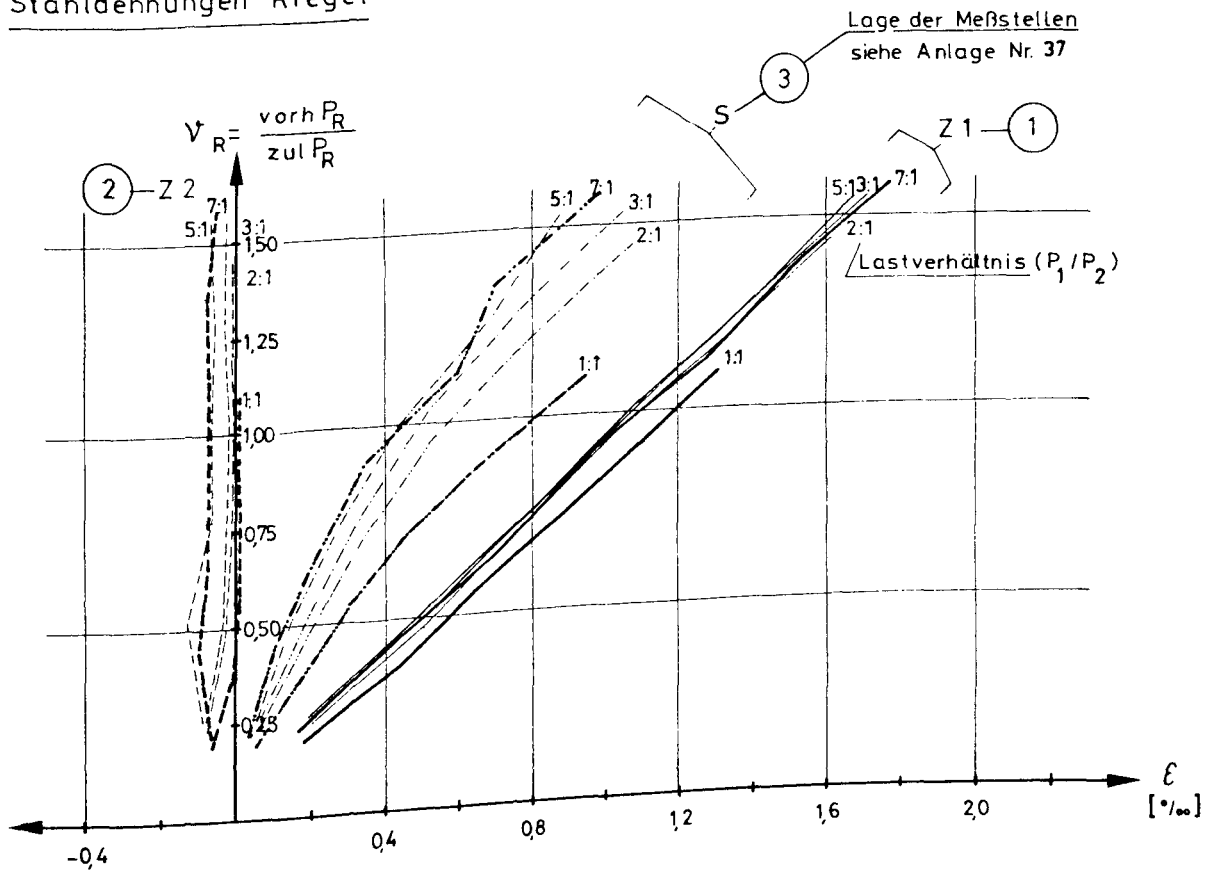


VERSUCH V 3Stahldehnungen RiegelBetondehnungen Unterkante Riegel

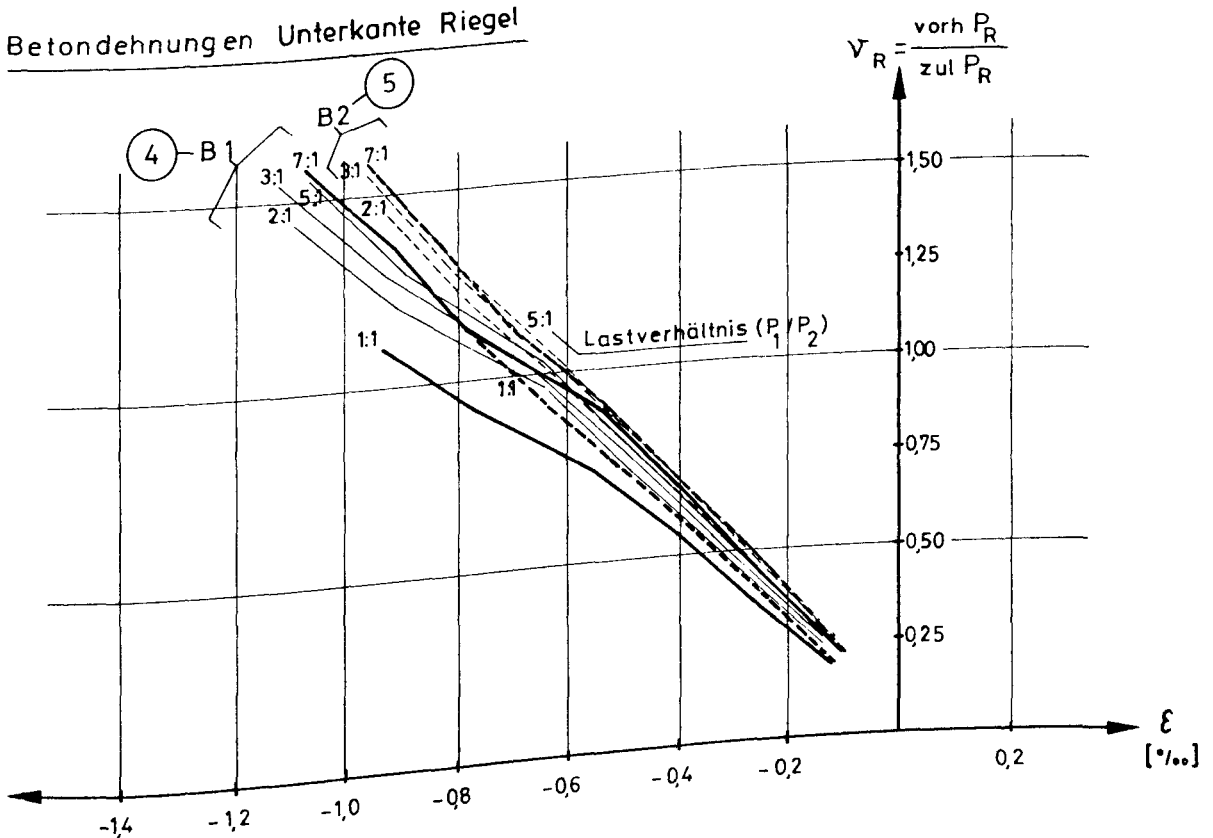


# VERSUCH V 4

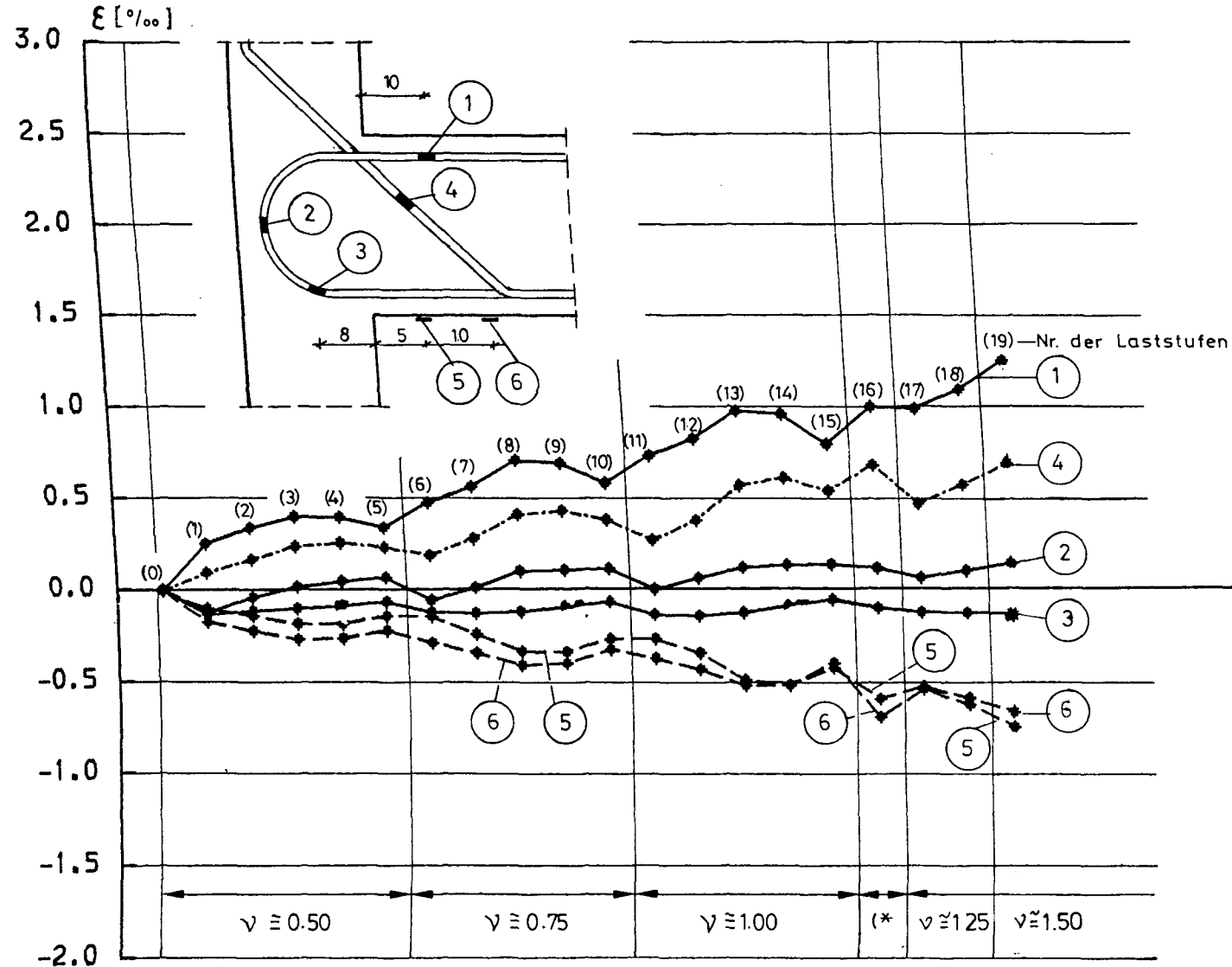
## Stahldehnungen Riegel



## Betondehnungen Unterkante Riegel



# E R G E B N I S S E V E R S U C H V 5

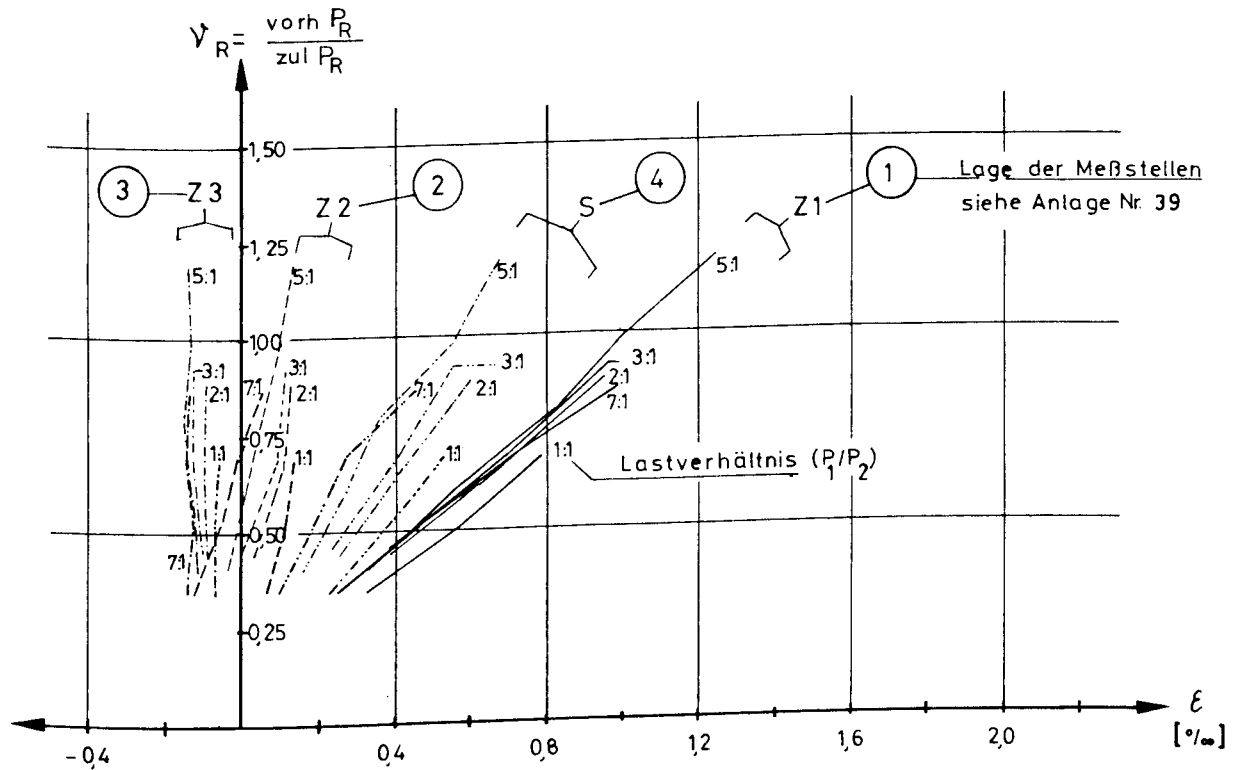


(\* Dehnungen nach 10.000 Lastwechseln, Belastung wie Laststufe (13))

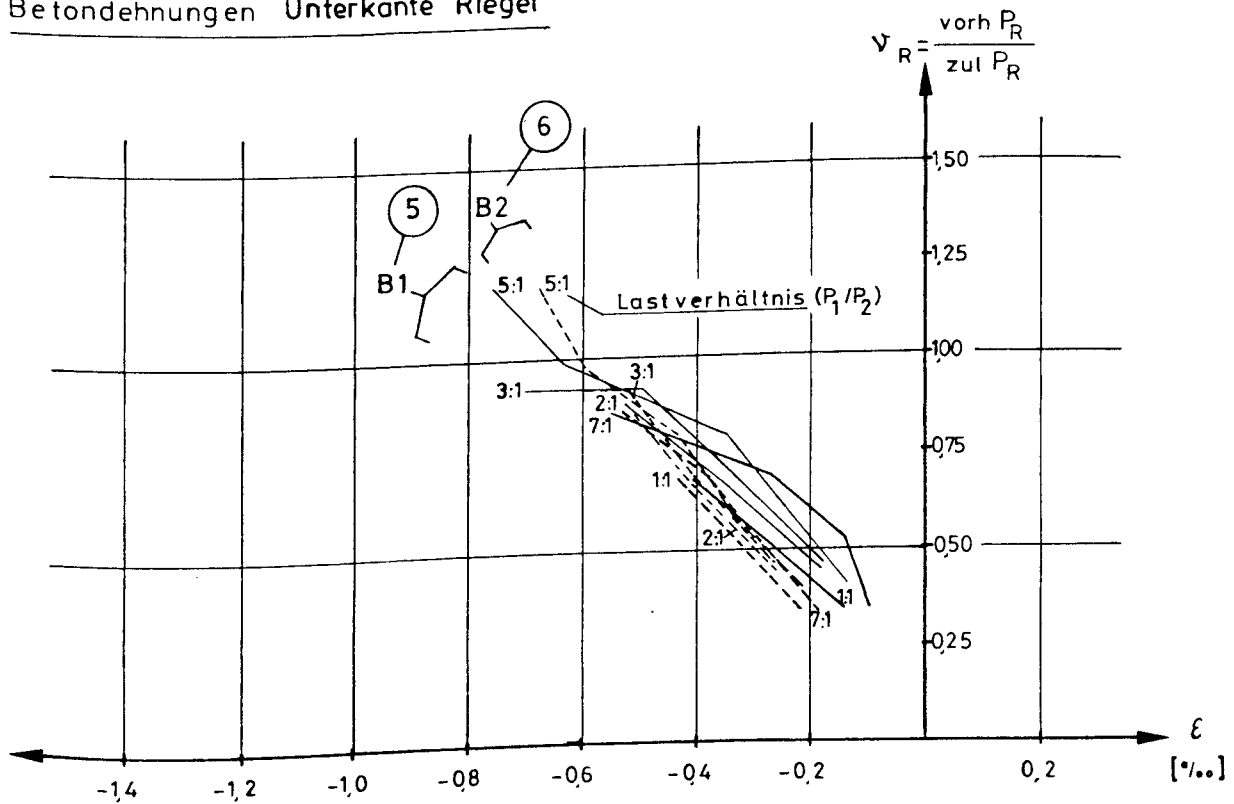


# VERSUCH V 5

## Stahldehnungen Riegel

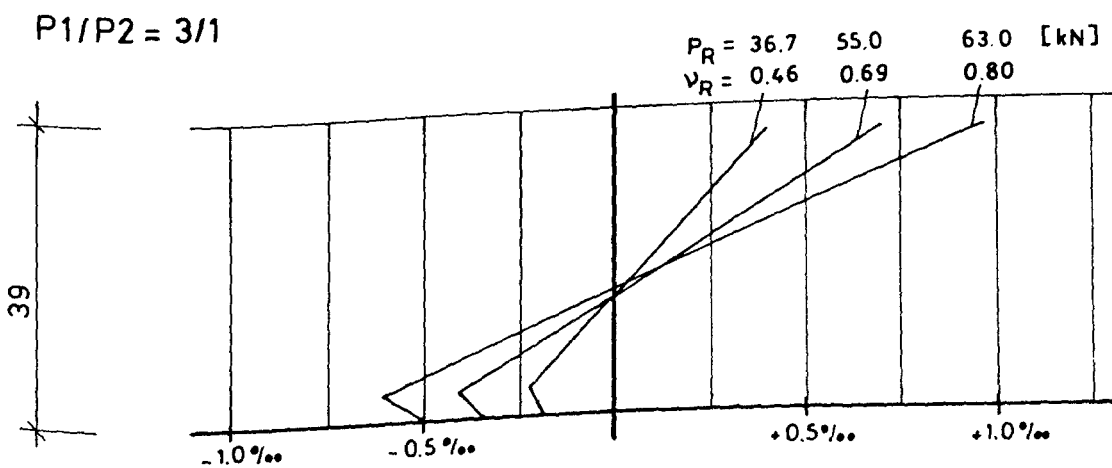
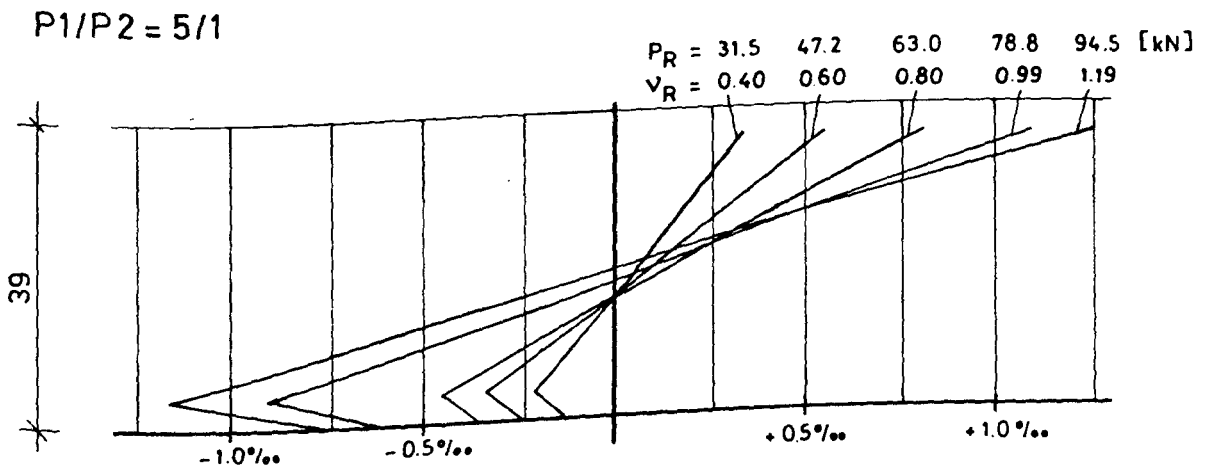
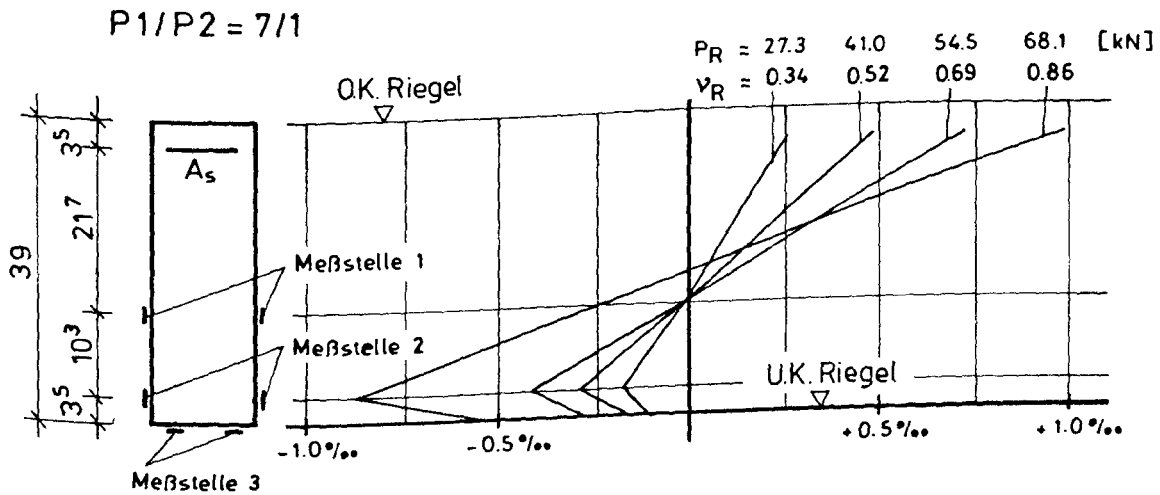


## Betondehnungen Unterkante Riegel

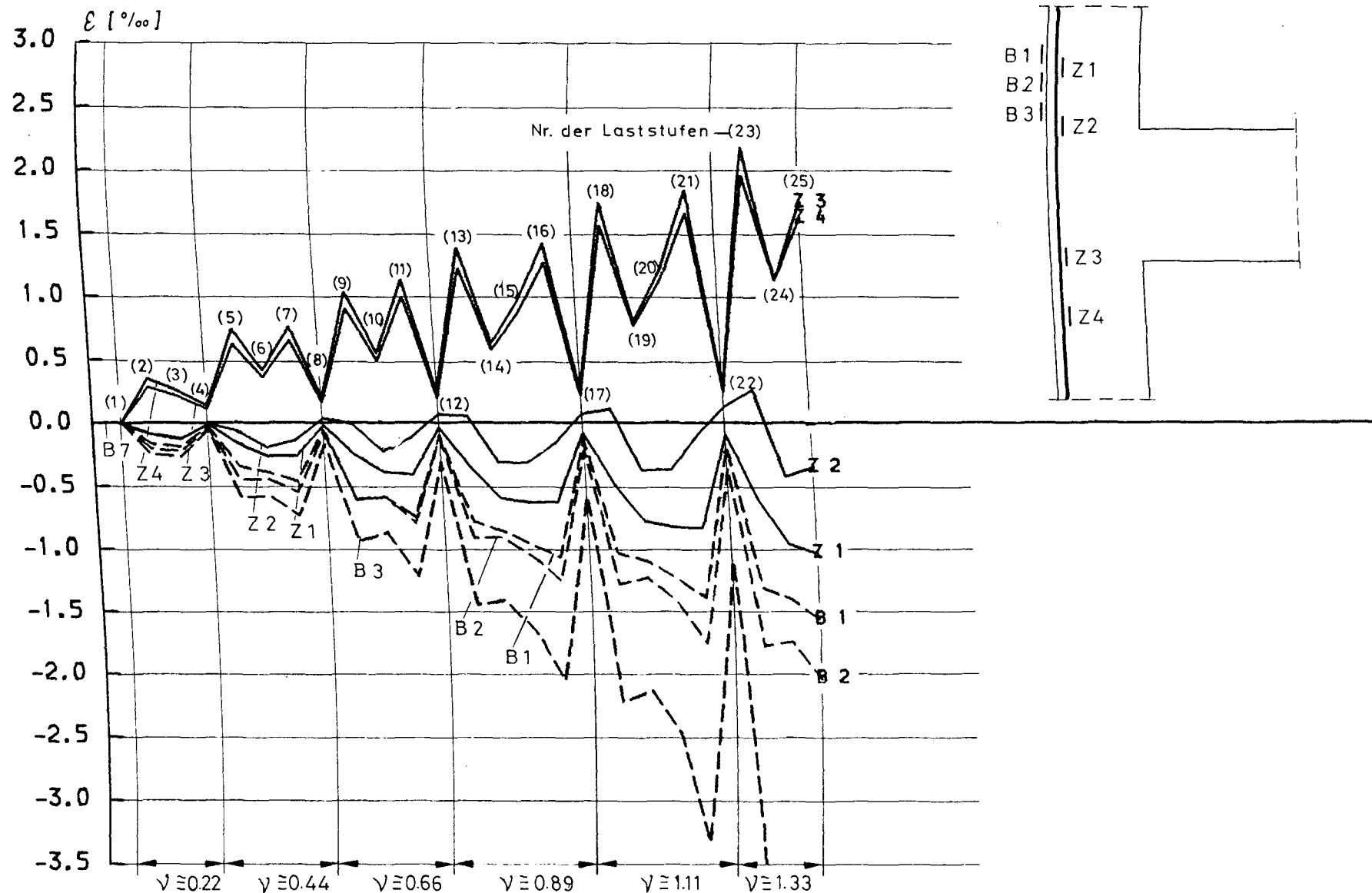


# VERSUCH V 5

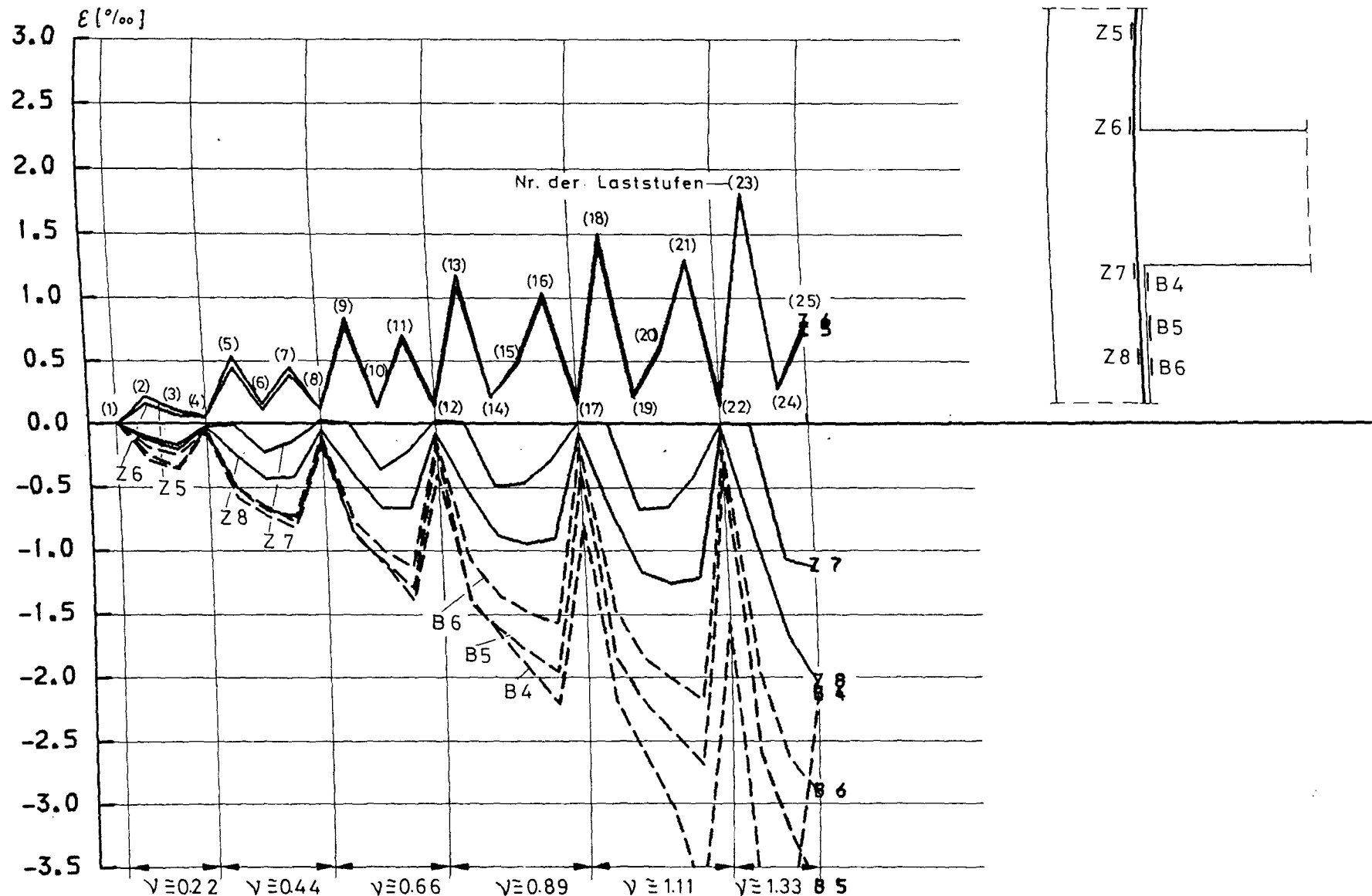
## DEHNUNGSDIAGRAMME ANSCHNITT RIEGEL



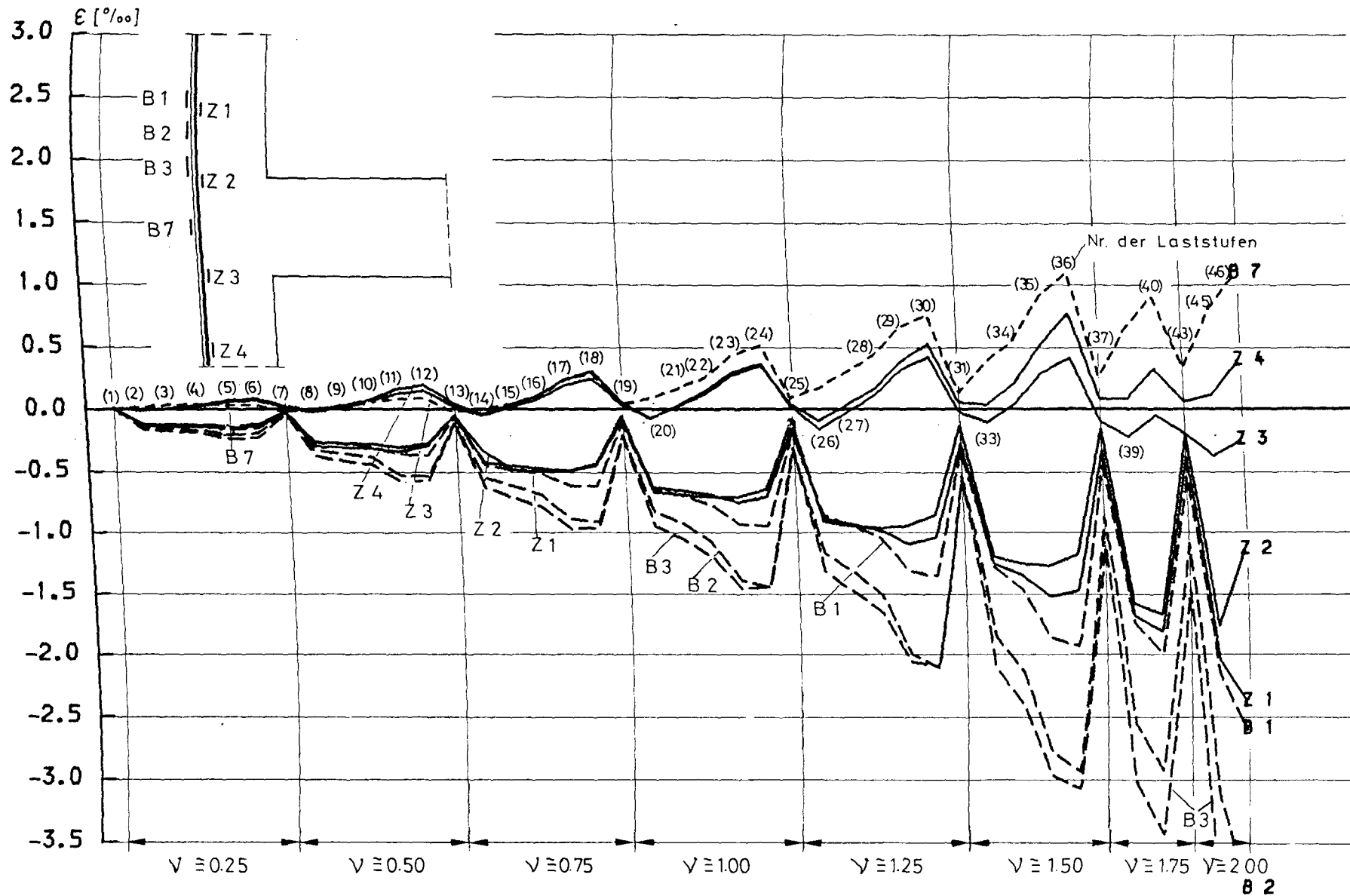
# E R G E B N I S S E V E R S U C H V 1



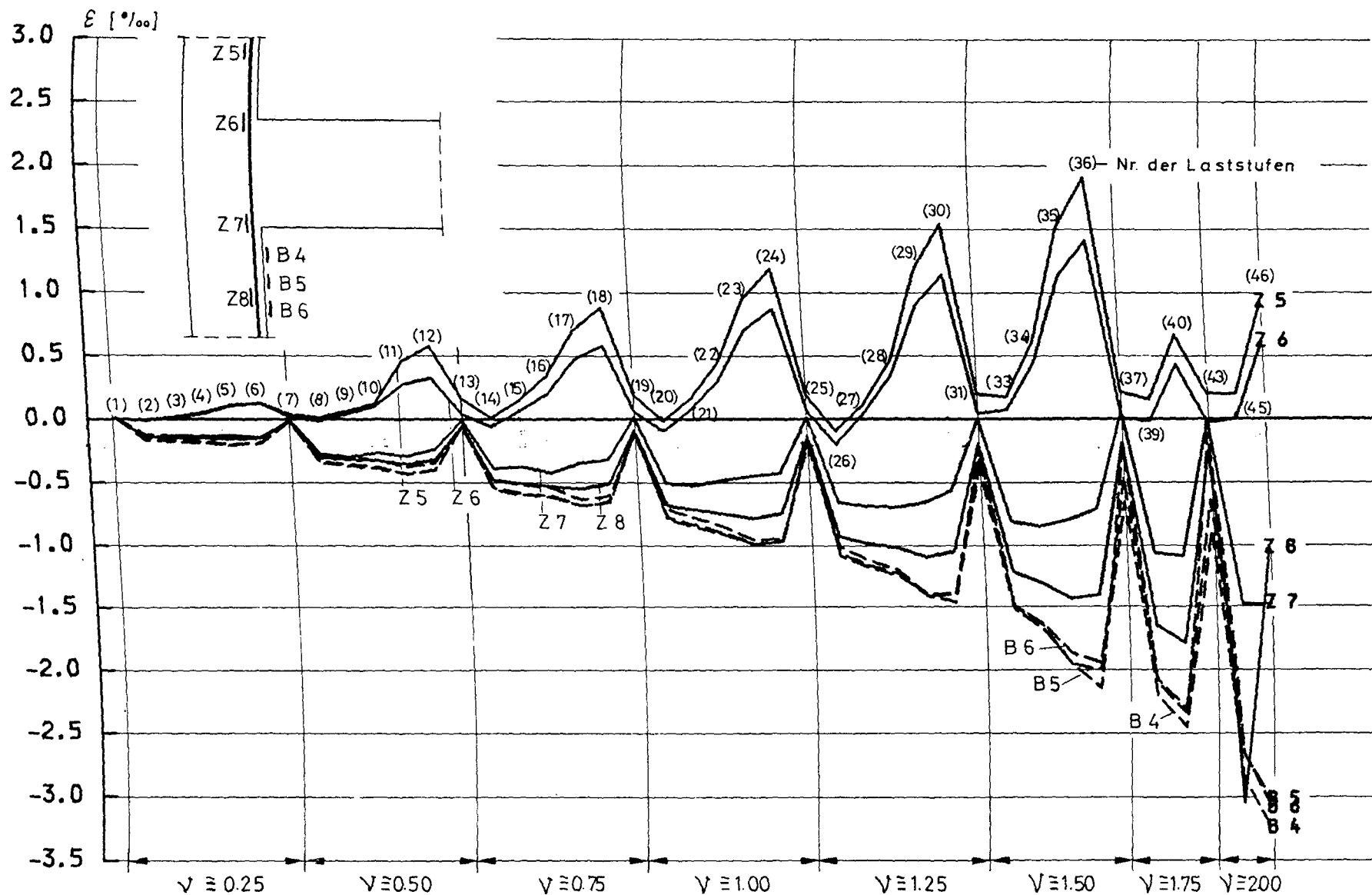
# E R G E B N I S S E V E R S U C H V 1



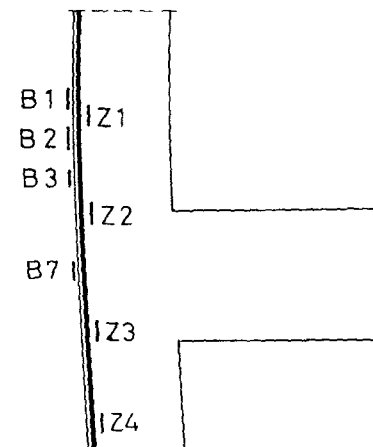
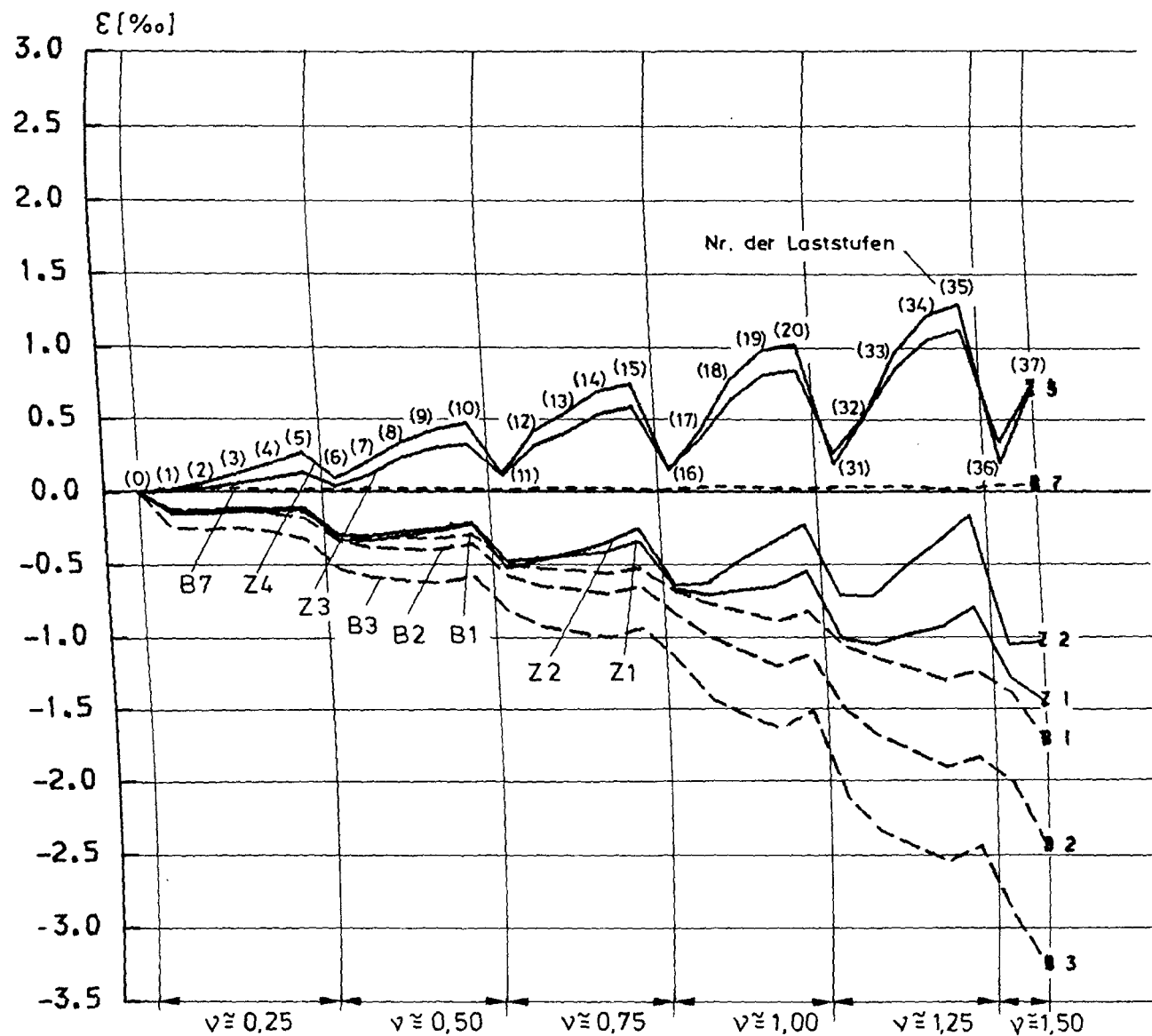
# E R G E B N I S S E V E R S U C H V 2



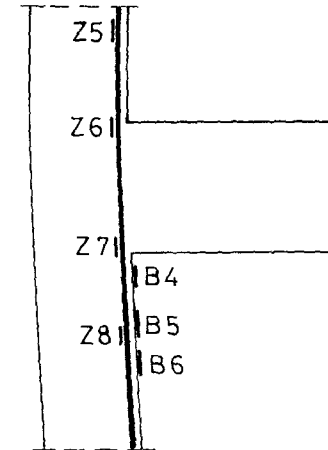
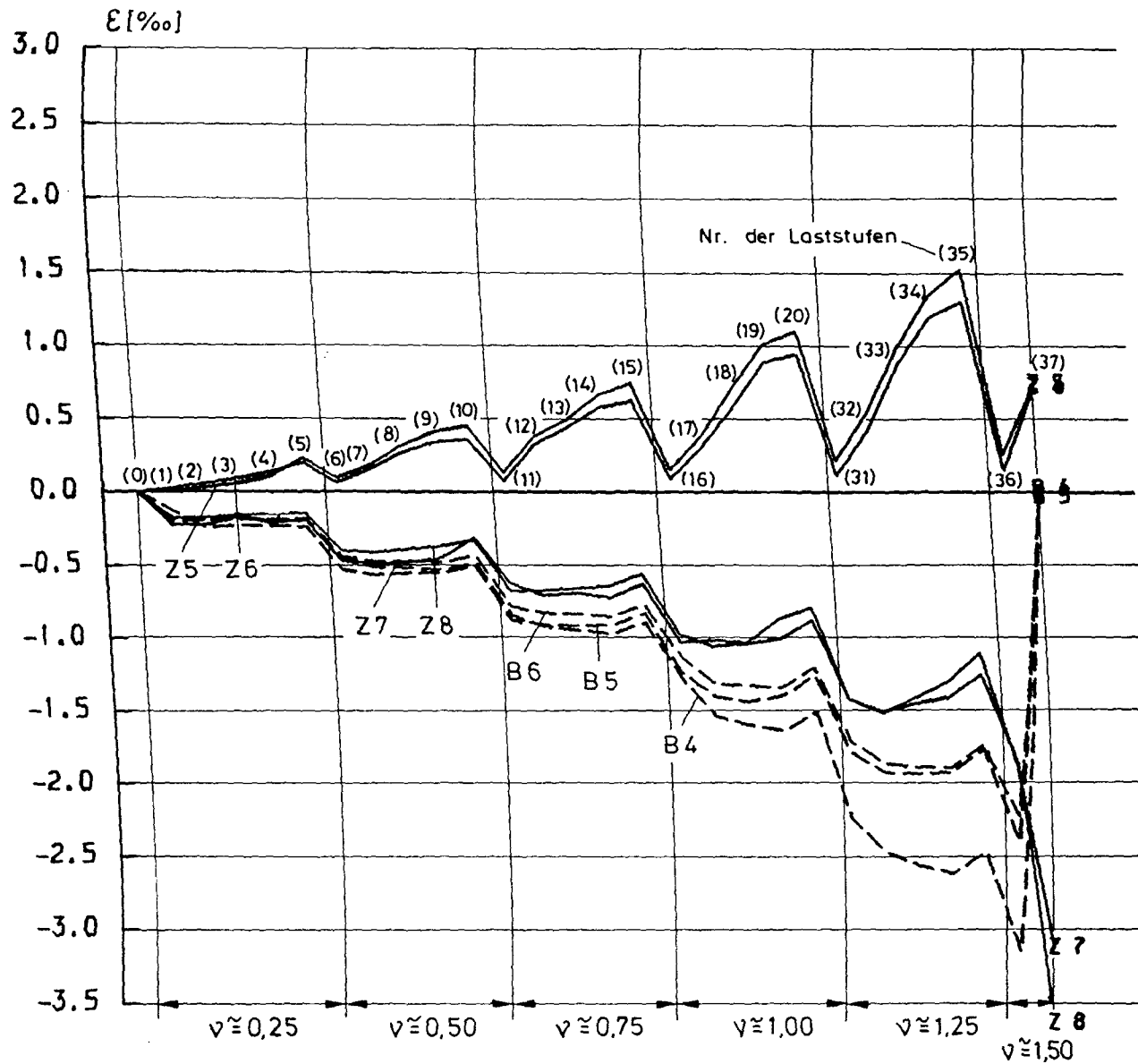
# E R G E B N I S S E V E R S U C H V 2



# E R G E B N I S S E V E R S U C H V 3

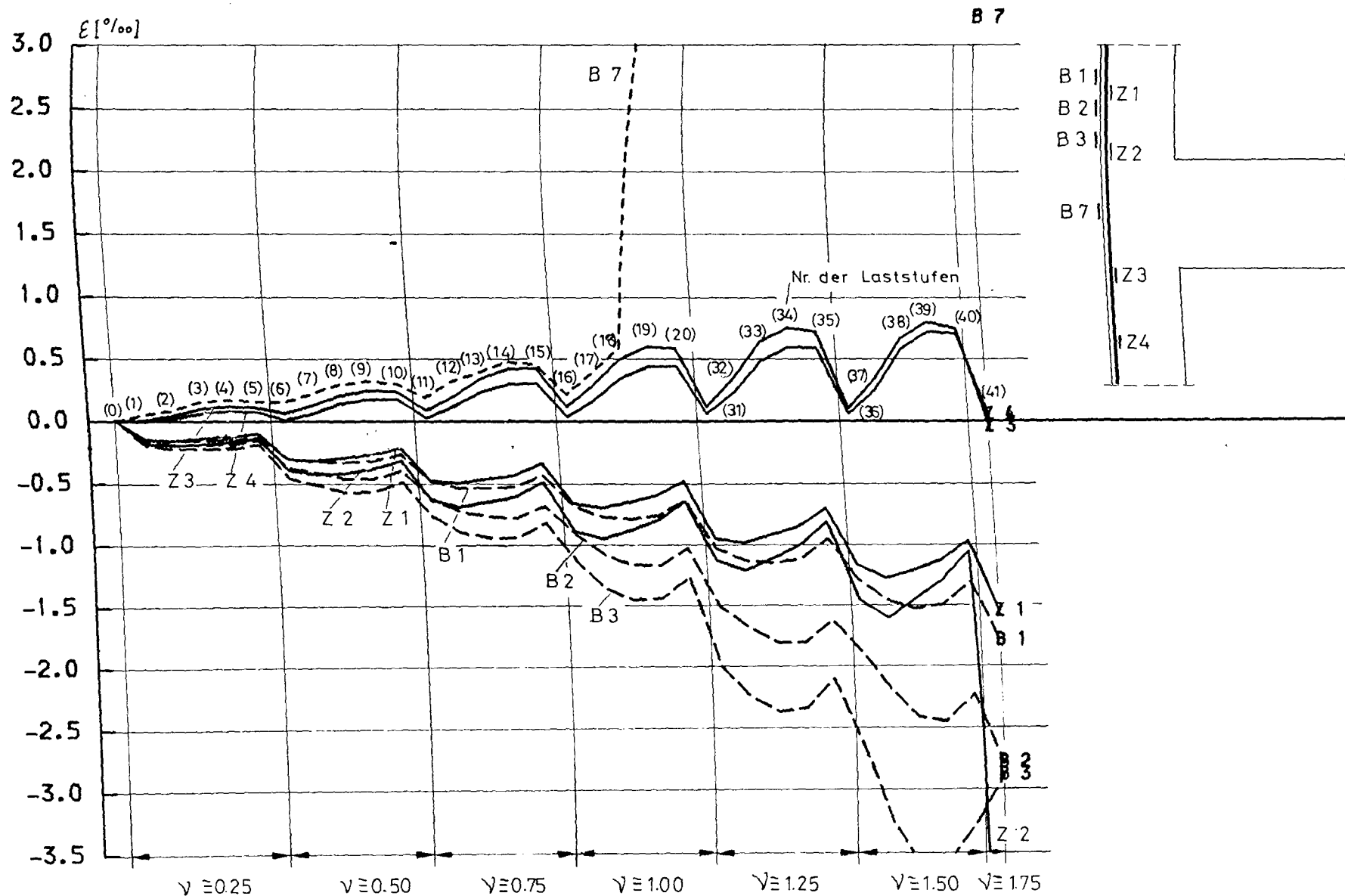


# E R G E B N I S S E V E R S U C H V 3

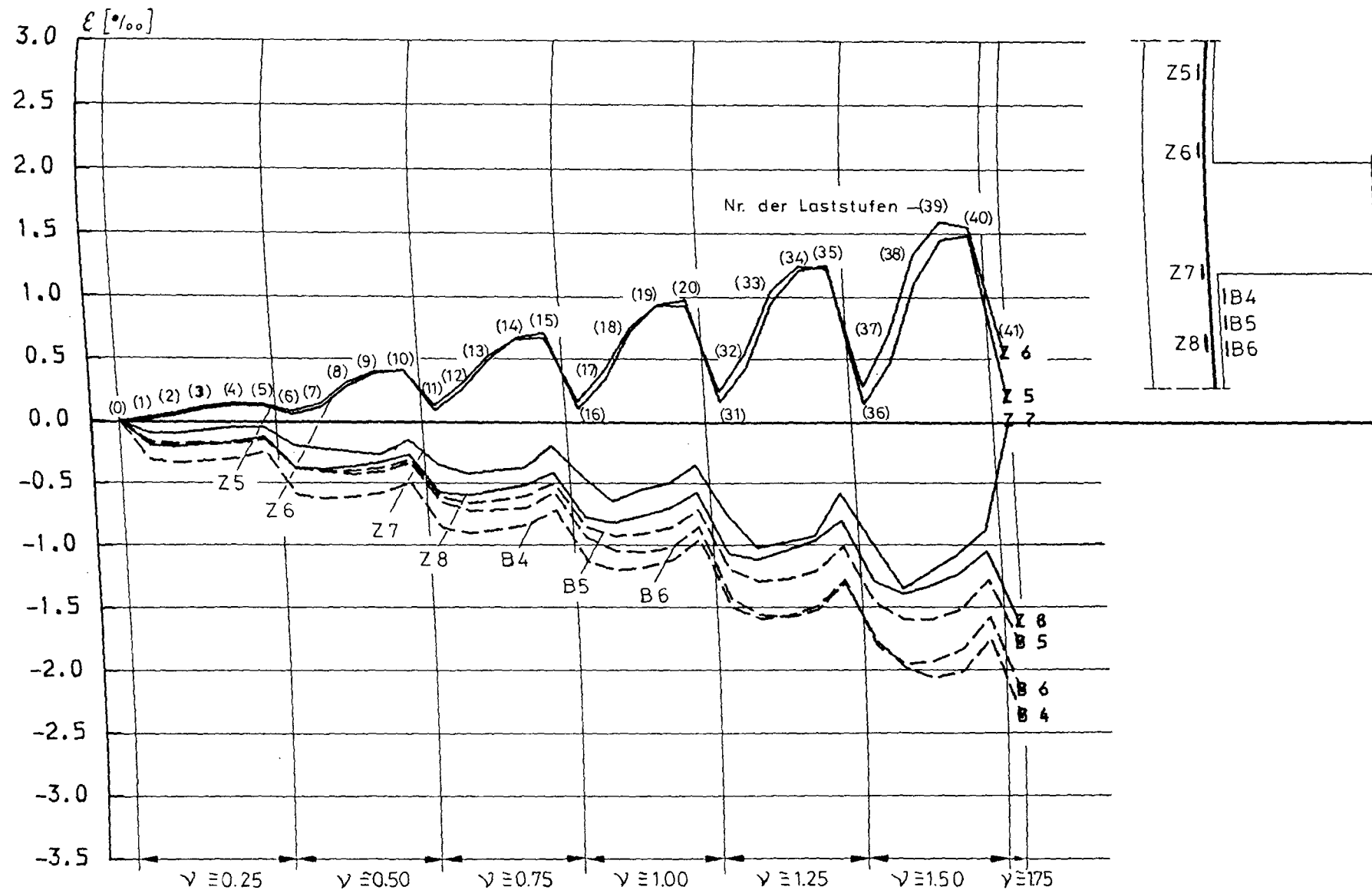


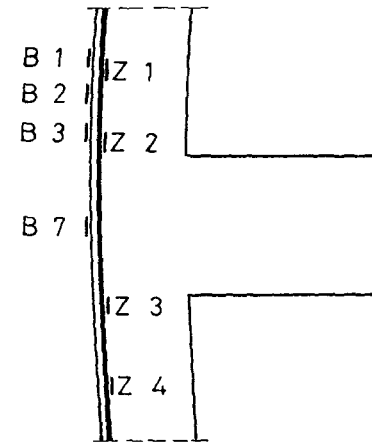
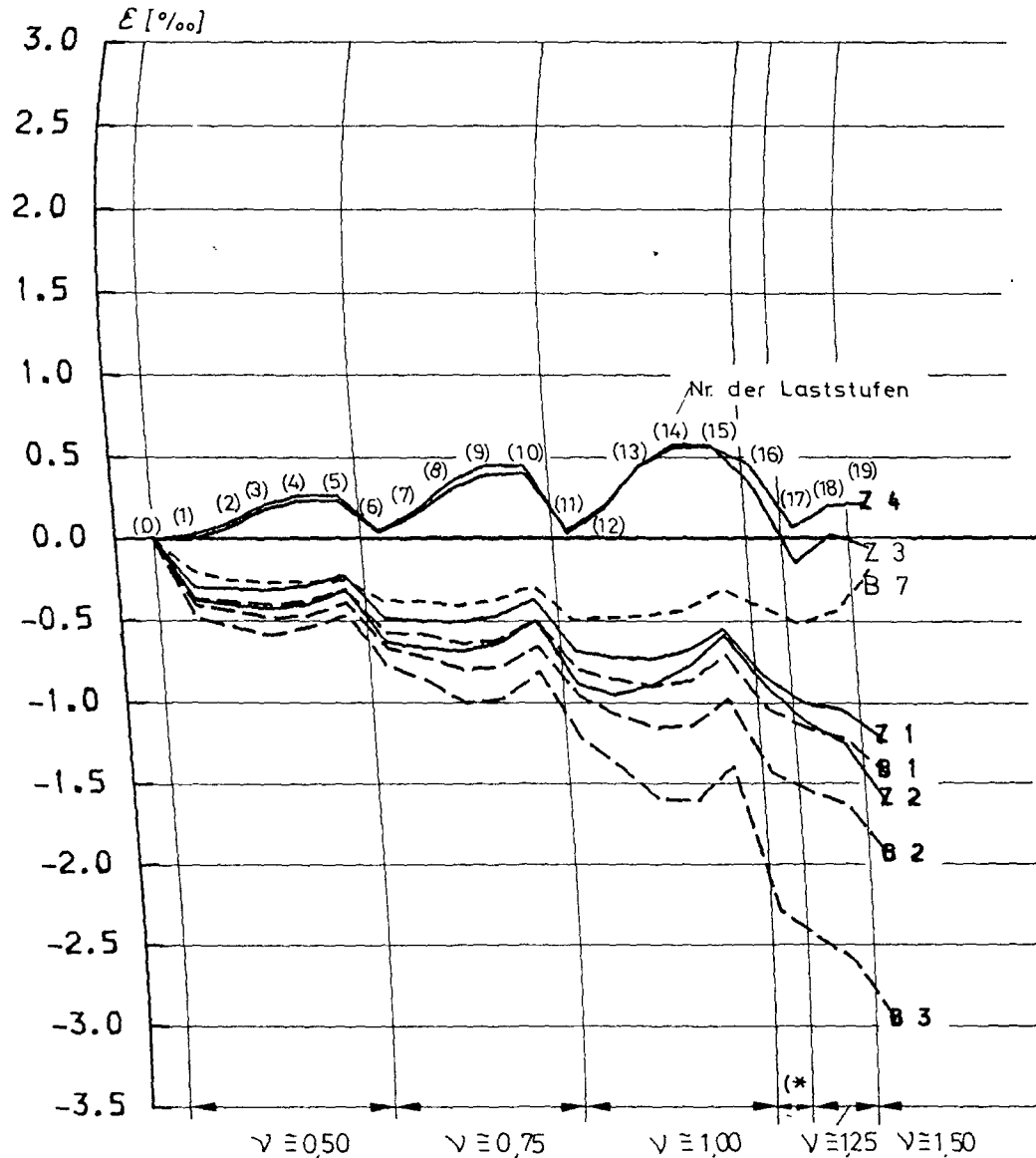


# E R G E B N I S S E V E R S U C H V 4



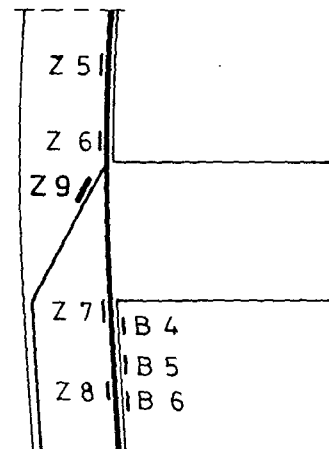
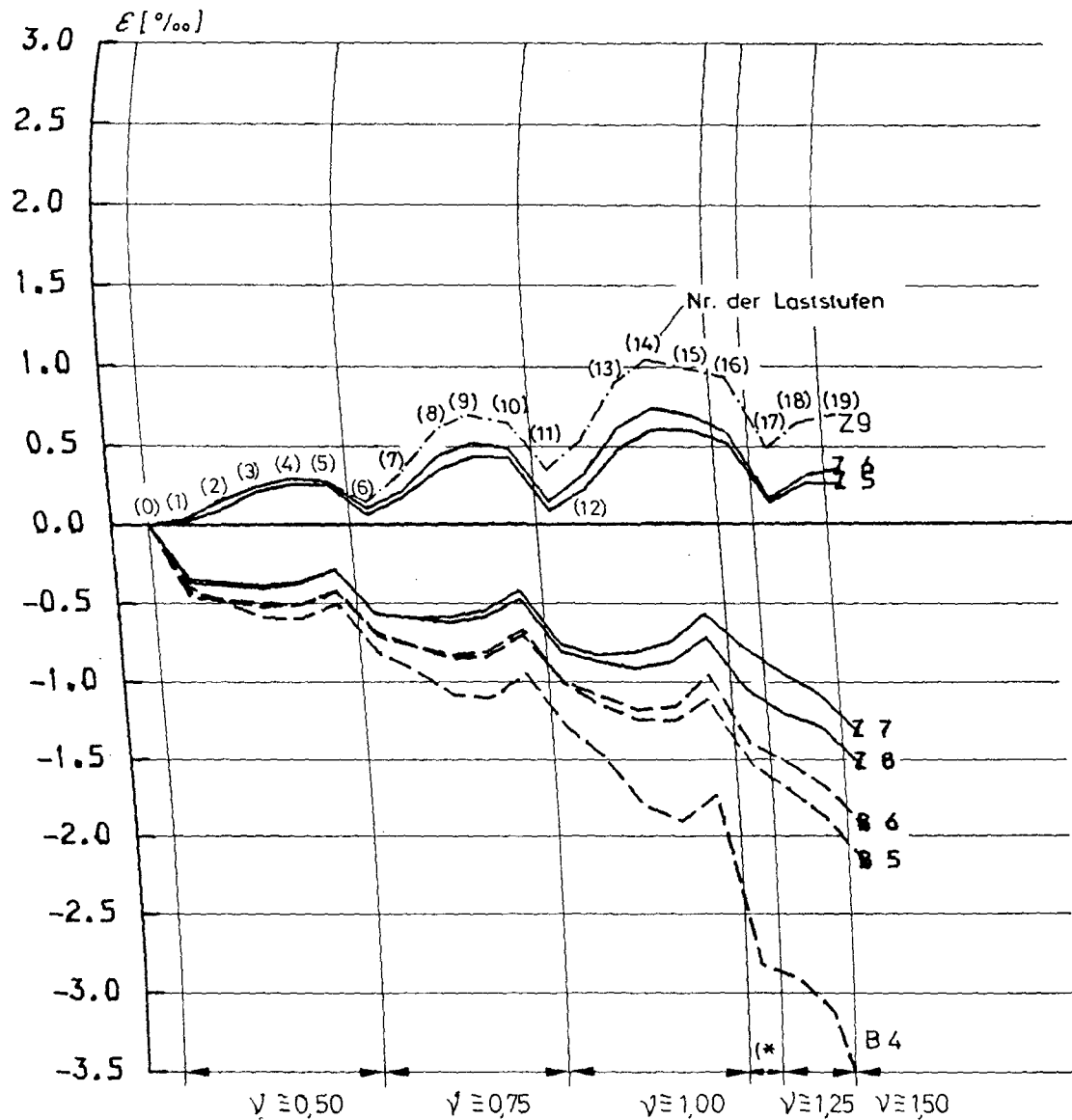
# E R G E B N I S S E V E R S U C H V 4





(\* Dehnungen nach 10.000 Lastwechseln,  
Belastung wie Laststufe (13)

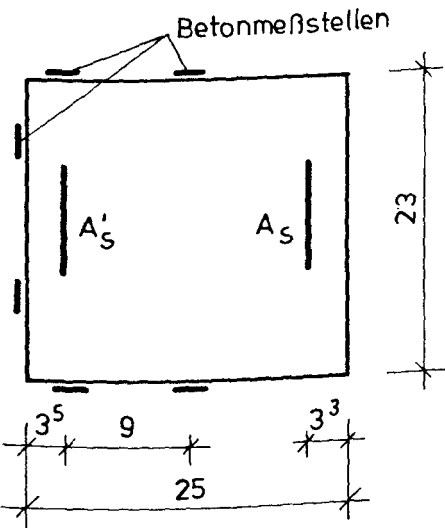
# E R G E B N I S S E V E R S U C H V 5



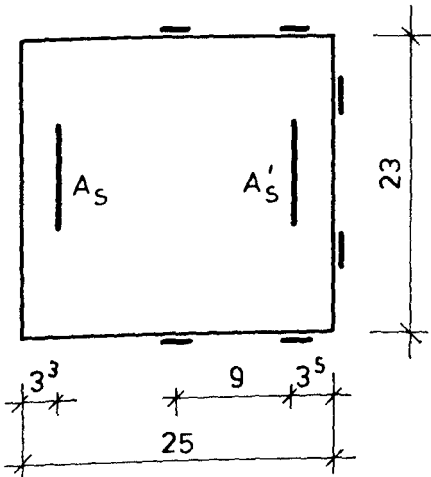
(\* Dehnungen nach 10.000 Lastwechseln, Belastung wie Laststufe (13))

# VERSUCH V 2 DEHNUNGSDIAGRAMME STÜTZENANSCHNITTE

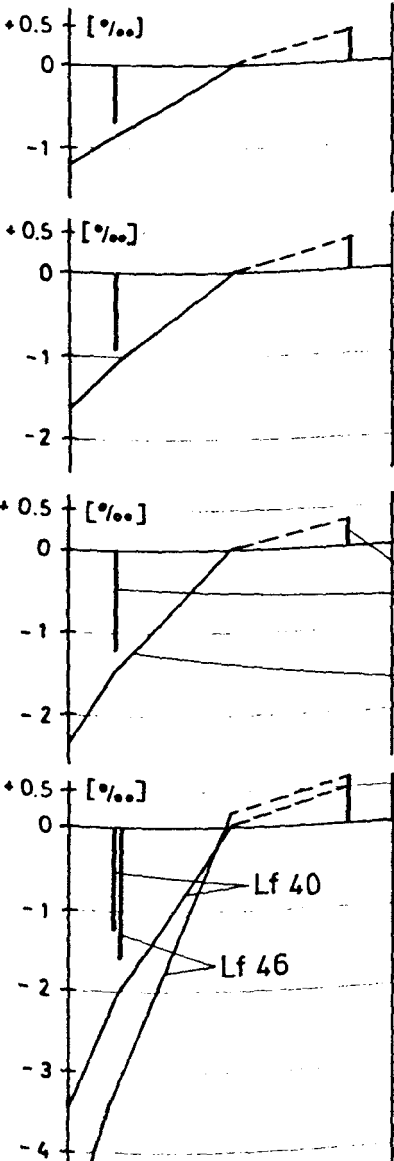
ANSCHNITT O.K. RIEGEL



ANSCHNITT U.K. RIEGEL



$$P1/P2 = 5:1$$



Lf 22

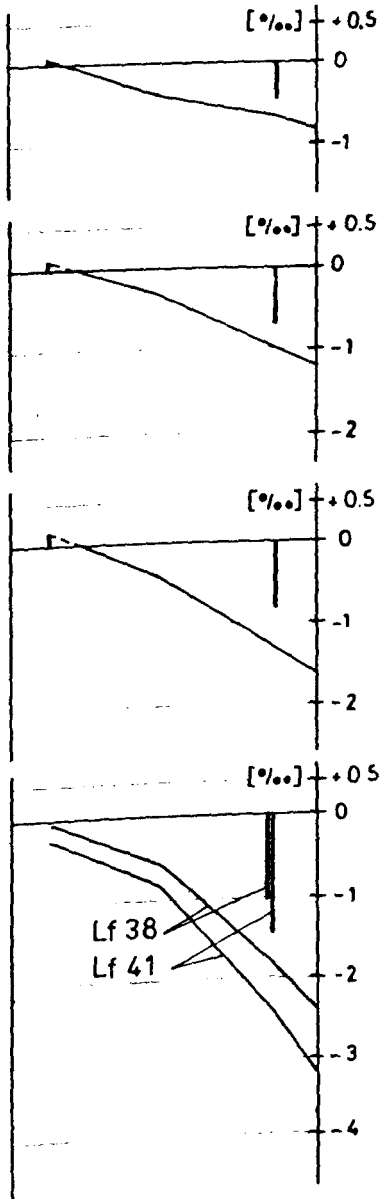
Lf 28

Lf 34

Lf 40 + Lf 46

Stahldehnung

Betondehnung



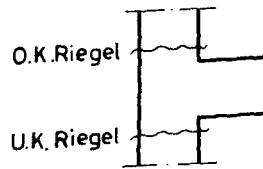
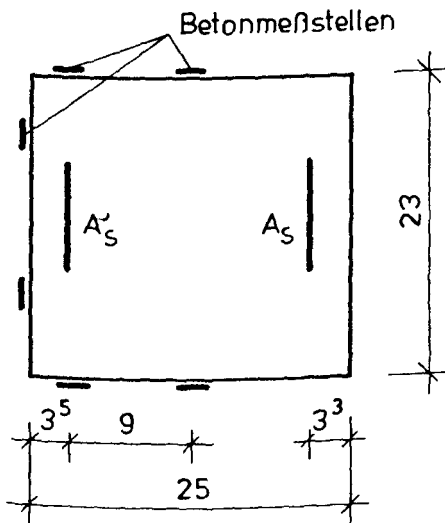
Lf 38

Lf 41

# VERSUCH V 3

## DEHNUNGSDIAGRAMME STÜTZENANSCHNITTE

ANSCHNITT O.K. RIEGEL



$$P1/P2 = 5:1$$

Lf 2

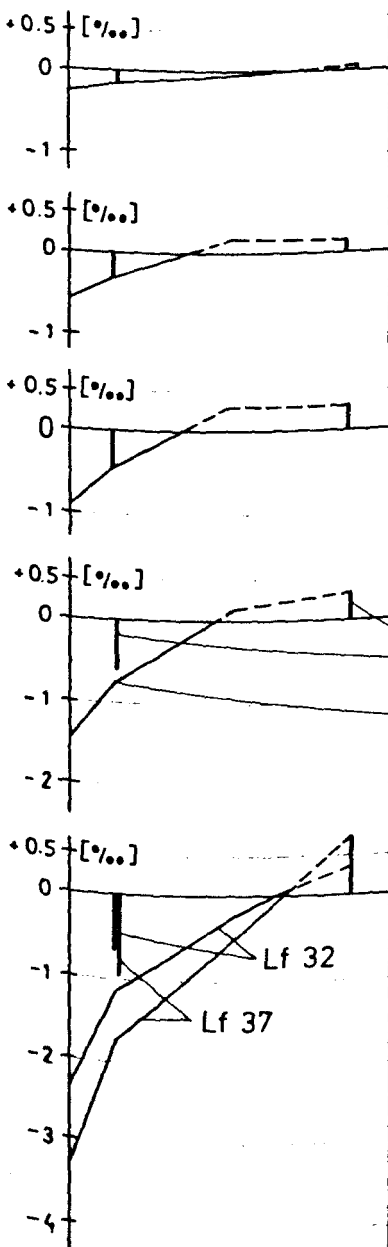
Lf 7

Lf 12

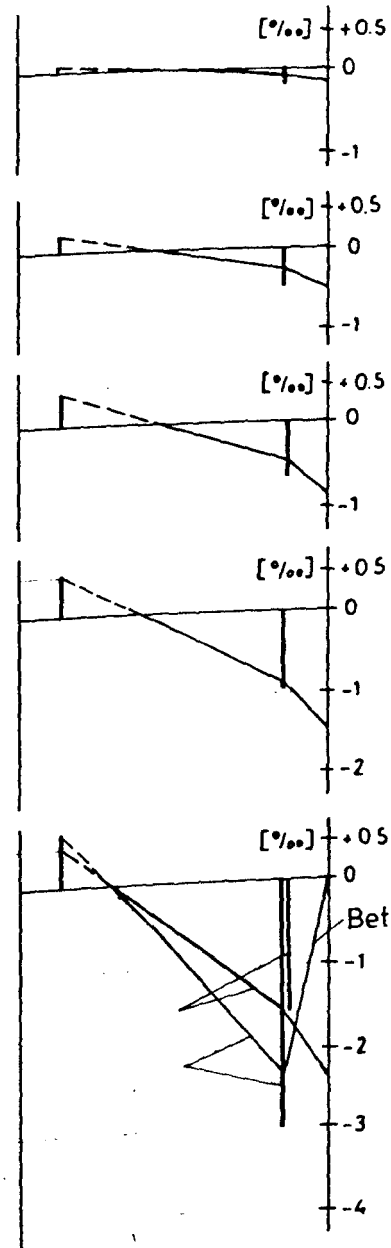
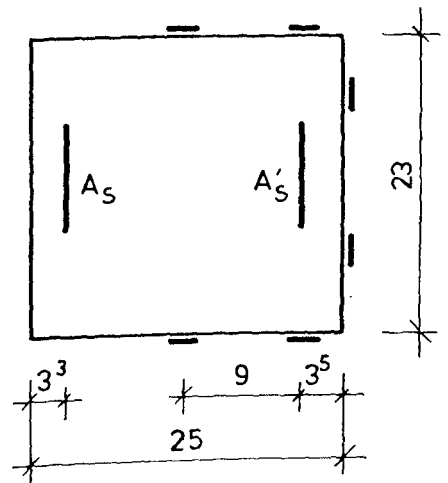
Lf 17

Stahldehnung  
Betondehnung

Lf 32 + Lf 37

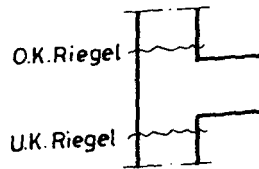
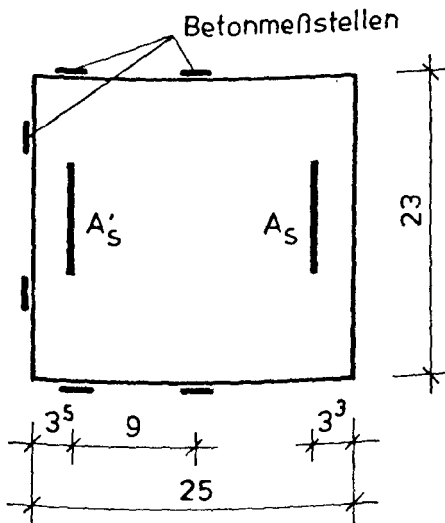


ANSCHNITT U.K. RIEGEL



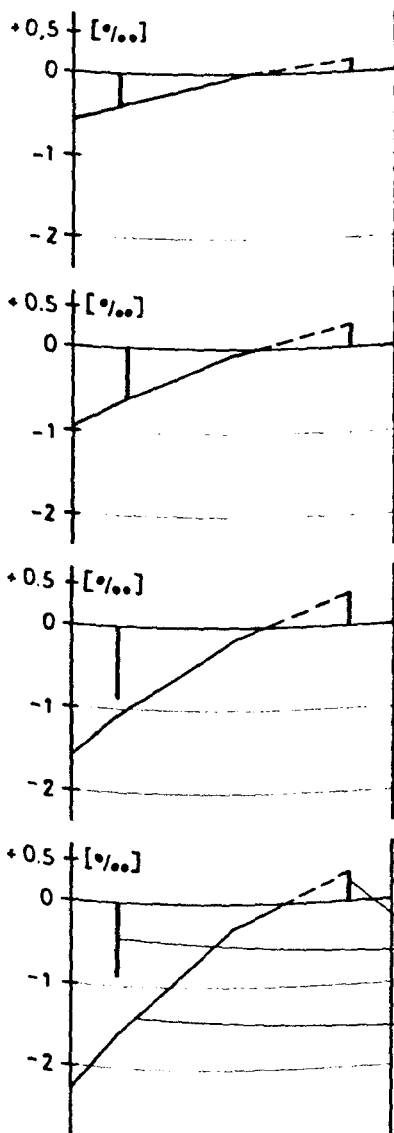
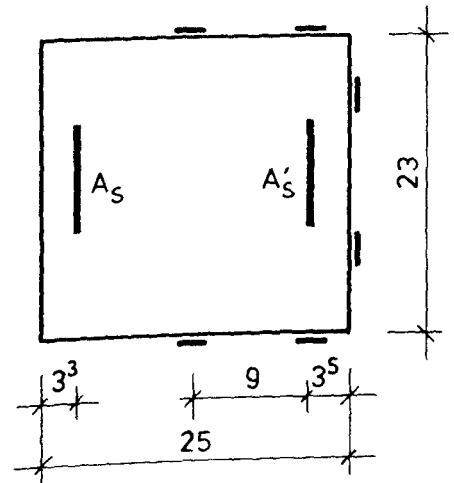
# VERSUCH V5 DEHNUNGSDIAGRAMME STÜTZENANSCHNITTE

ANSCHNITT O.K. RIEGEL



$P1/P2 = 3:1$

ANSCHNITT U.K. RIEGEL



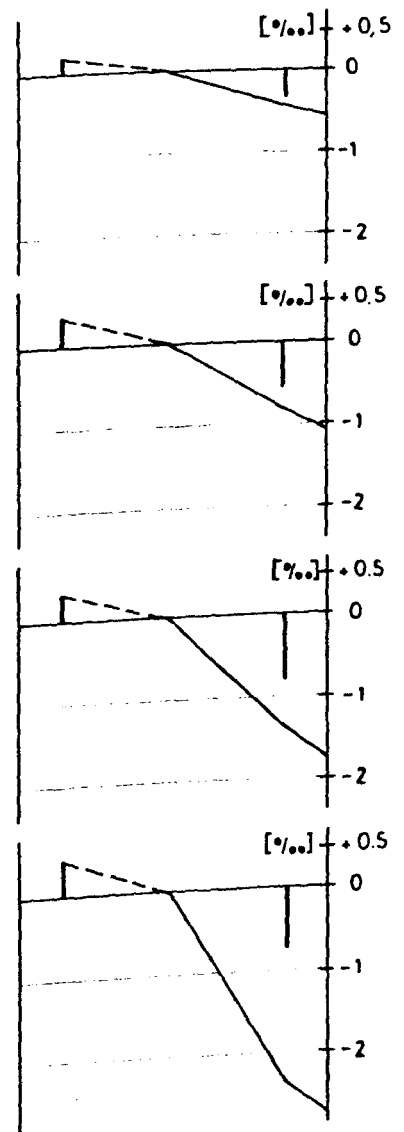
Lf 3

Lf 8

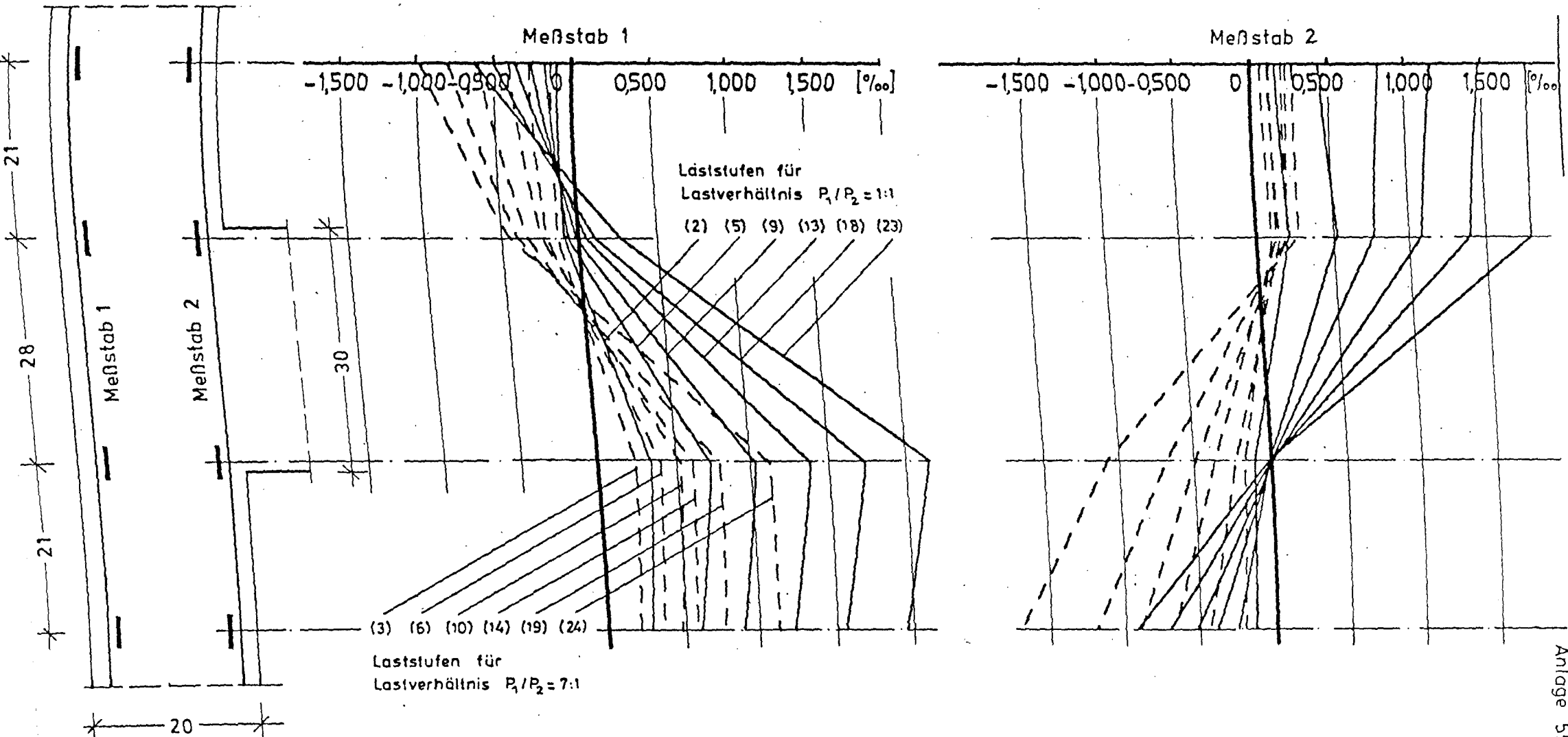
Lf 13

Lf 16

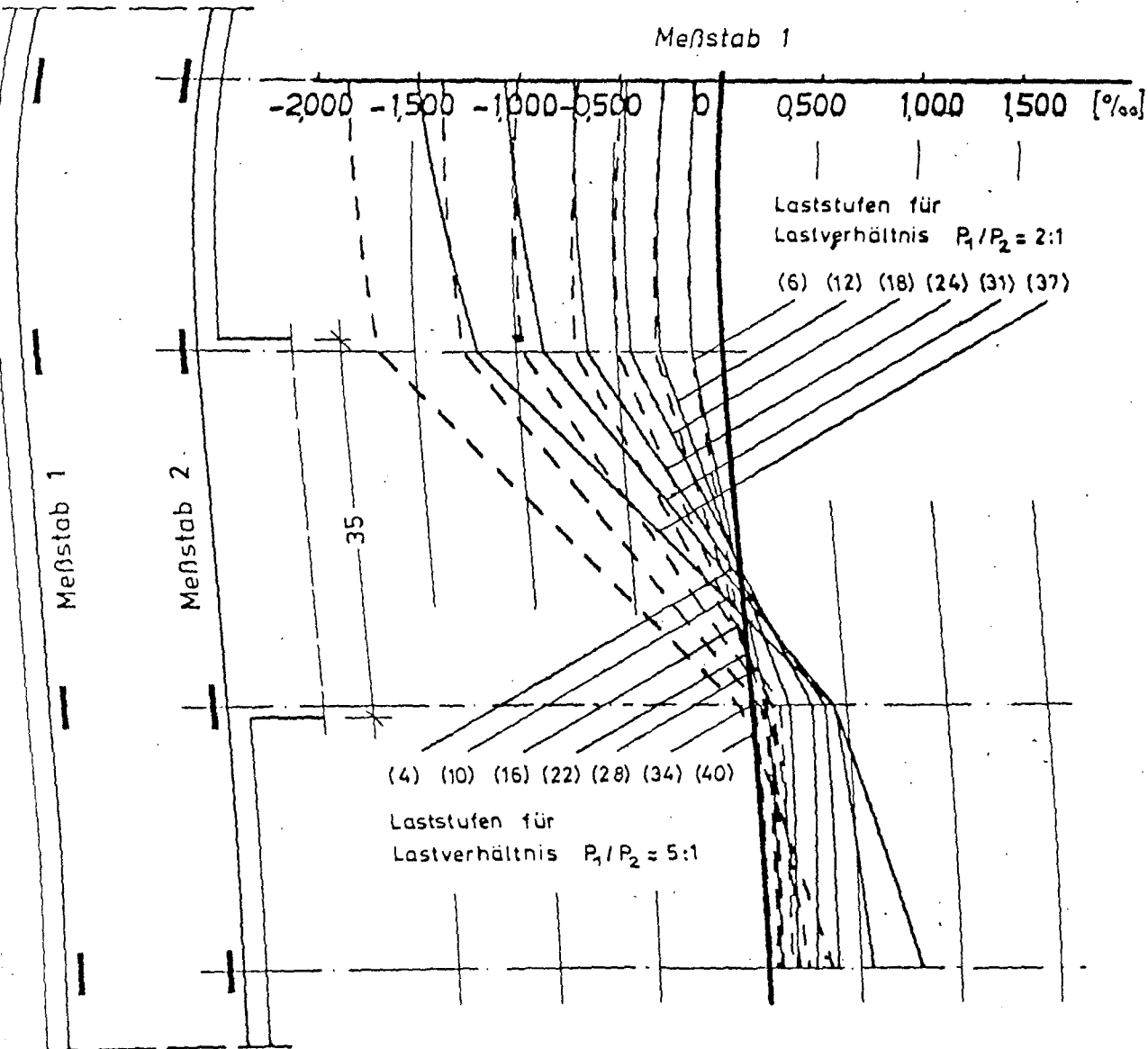
Stahldehnung  
Betondehnung



# Dehnungen Stützenbewehrung Versuch V 1

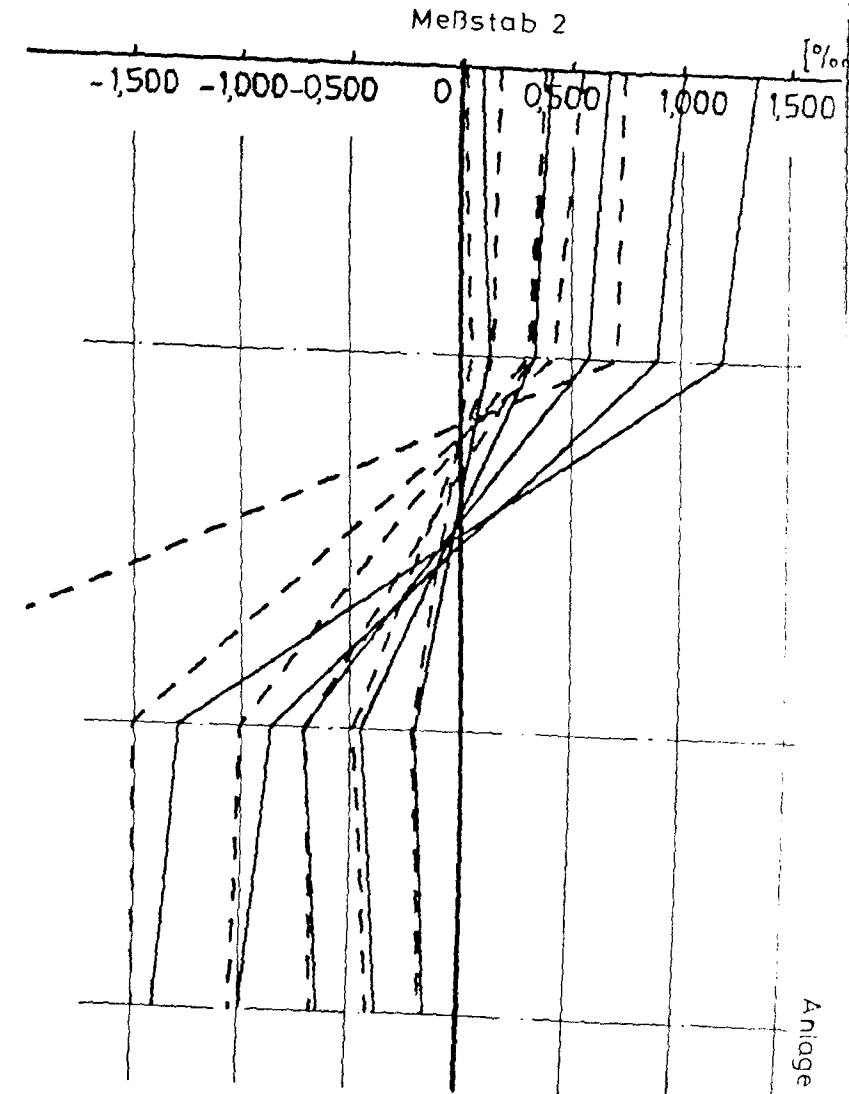
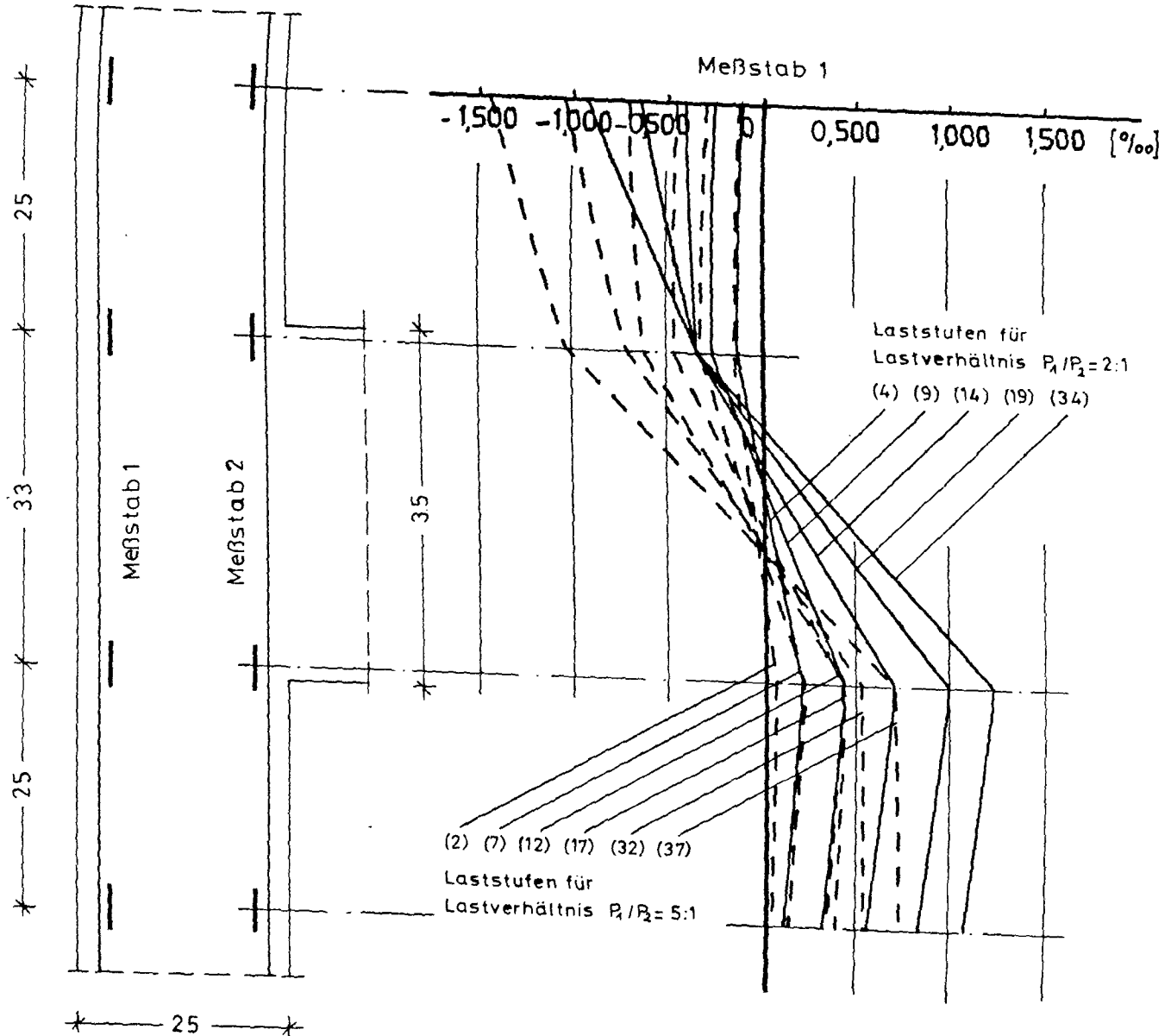






25

# Dehnungen Stützenbewehrung Versuch V 3



# Dehnungen Stützenbewehrung Versuch V4

Meßstab 1

-1,500 -1,000 -0,500 0 0,500 1,000 1,500 [‰]

Laststufen für  
Lastverhältnis  $P_1/P_2 = 2:1$   
(4) (9) (14) (19) (34) (39)

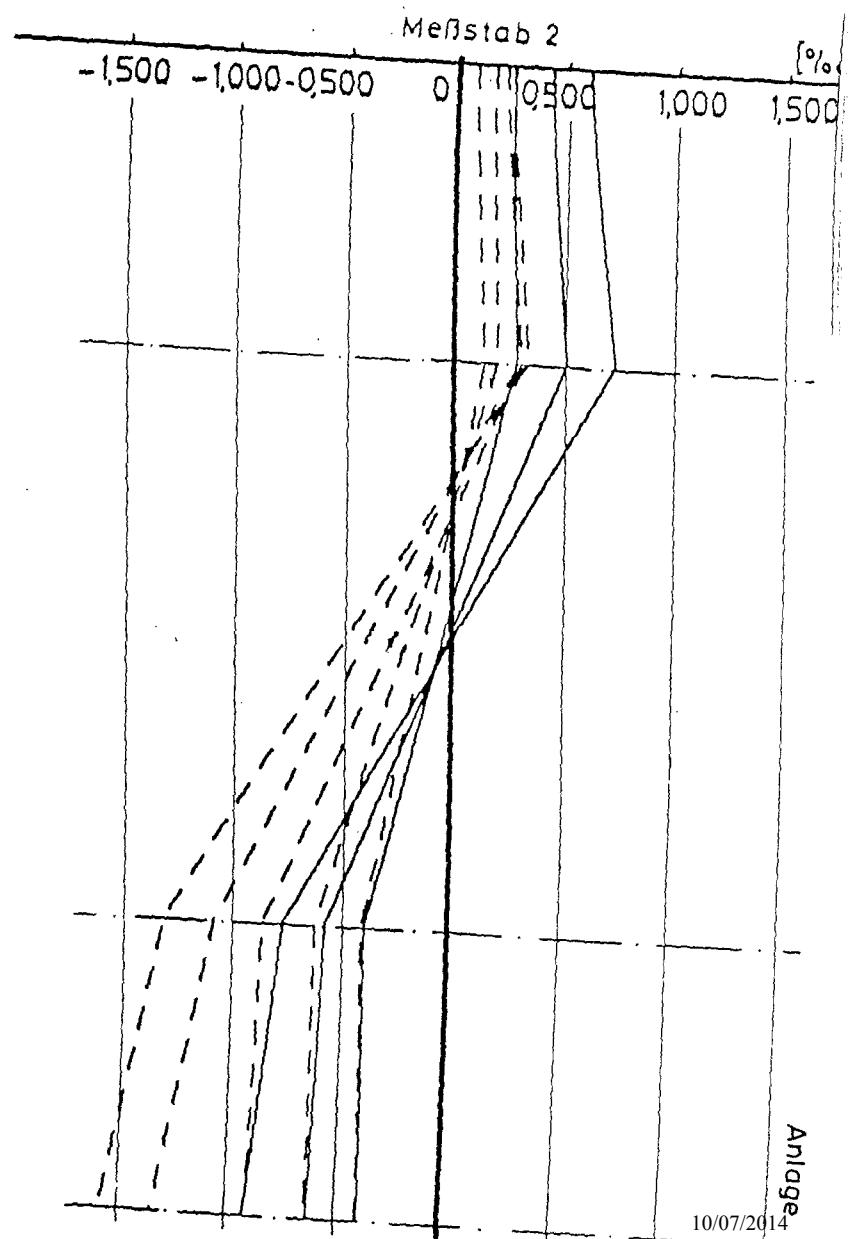
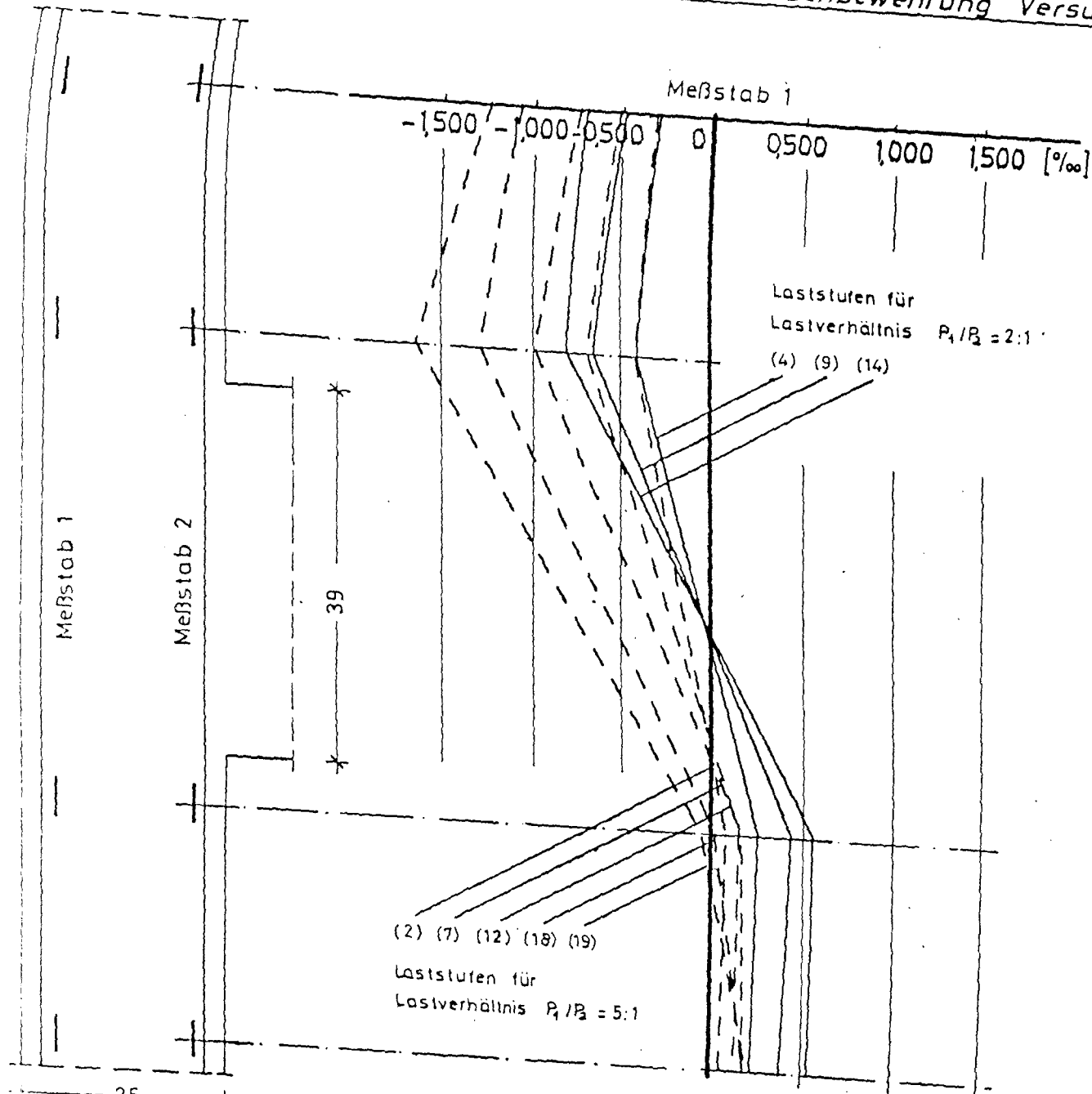
(2) (7) (12) (17) (32) (37)

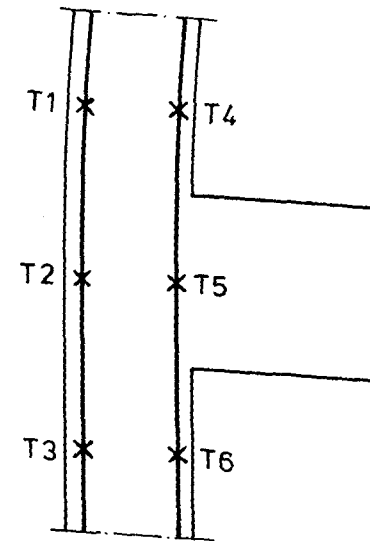
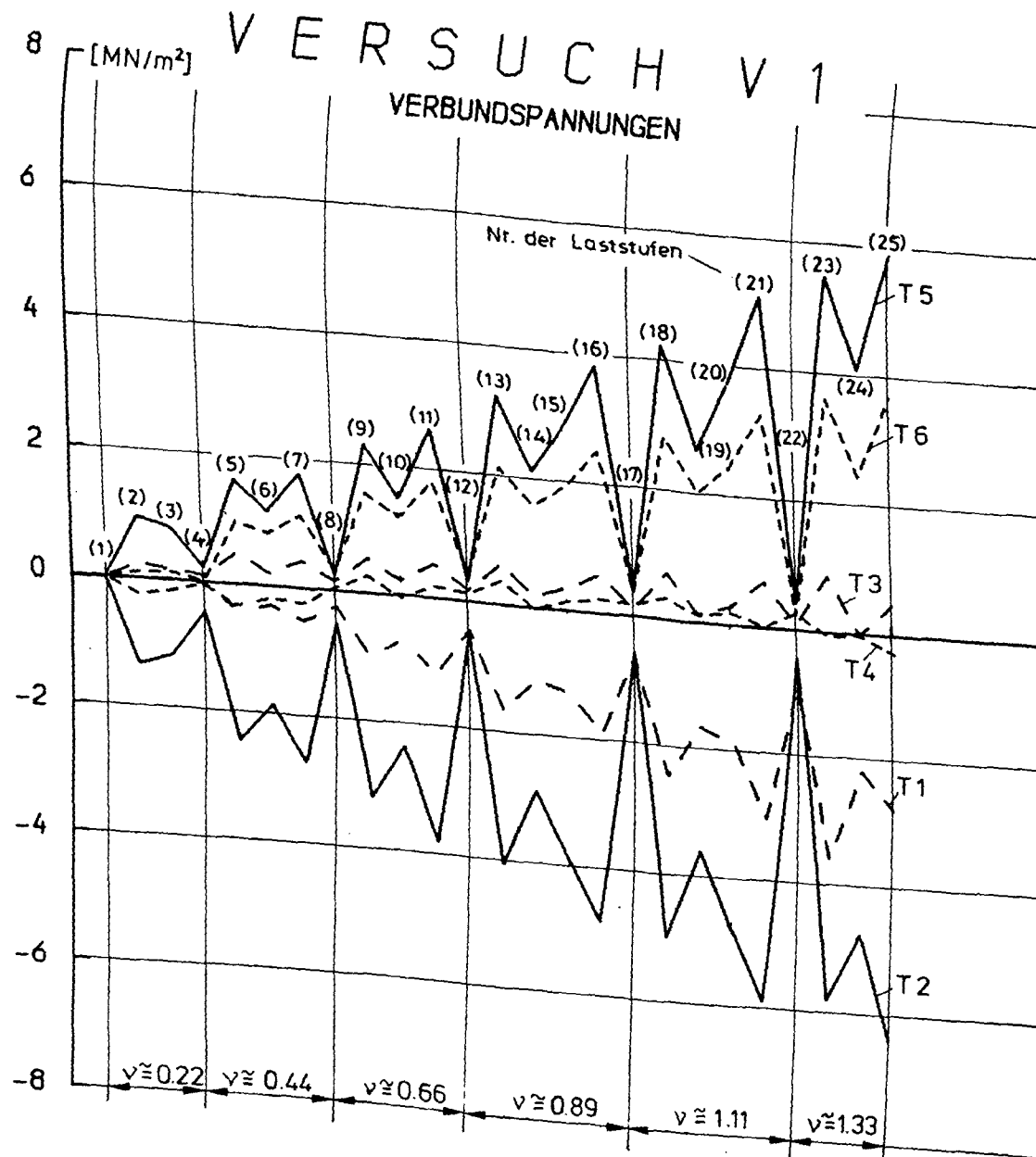
Laststufen für  
Lastverhältnis  $P_1/P_2 = 5:1$

Meßstab 2

-1,500 -1,000 -0,500 0 0,500 1,000 1,500 [‰]

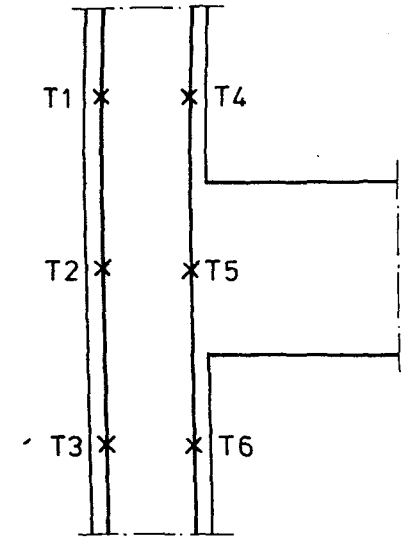
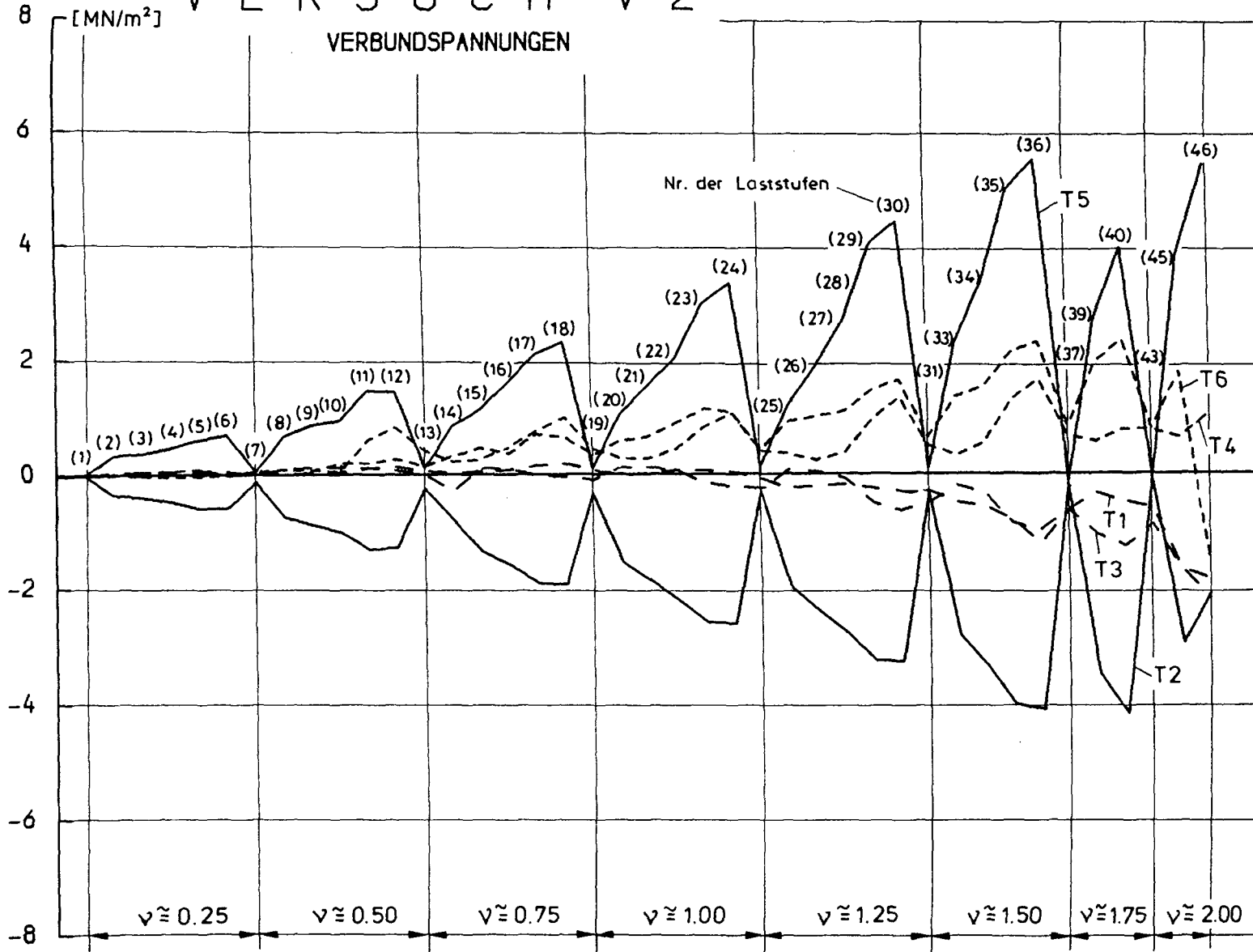
# Dehnungen Stützenbewehrung Versuch V5

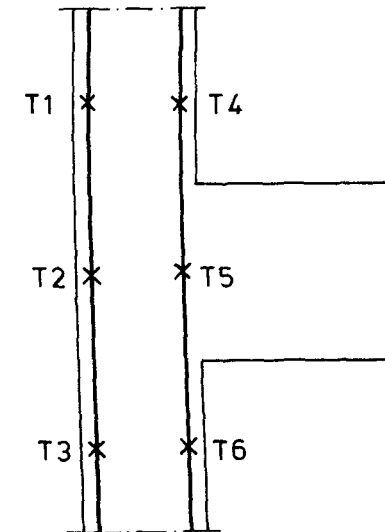
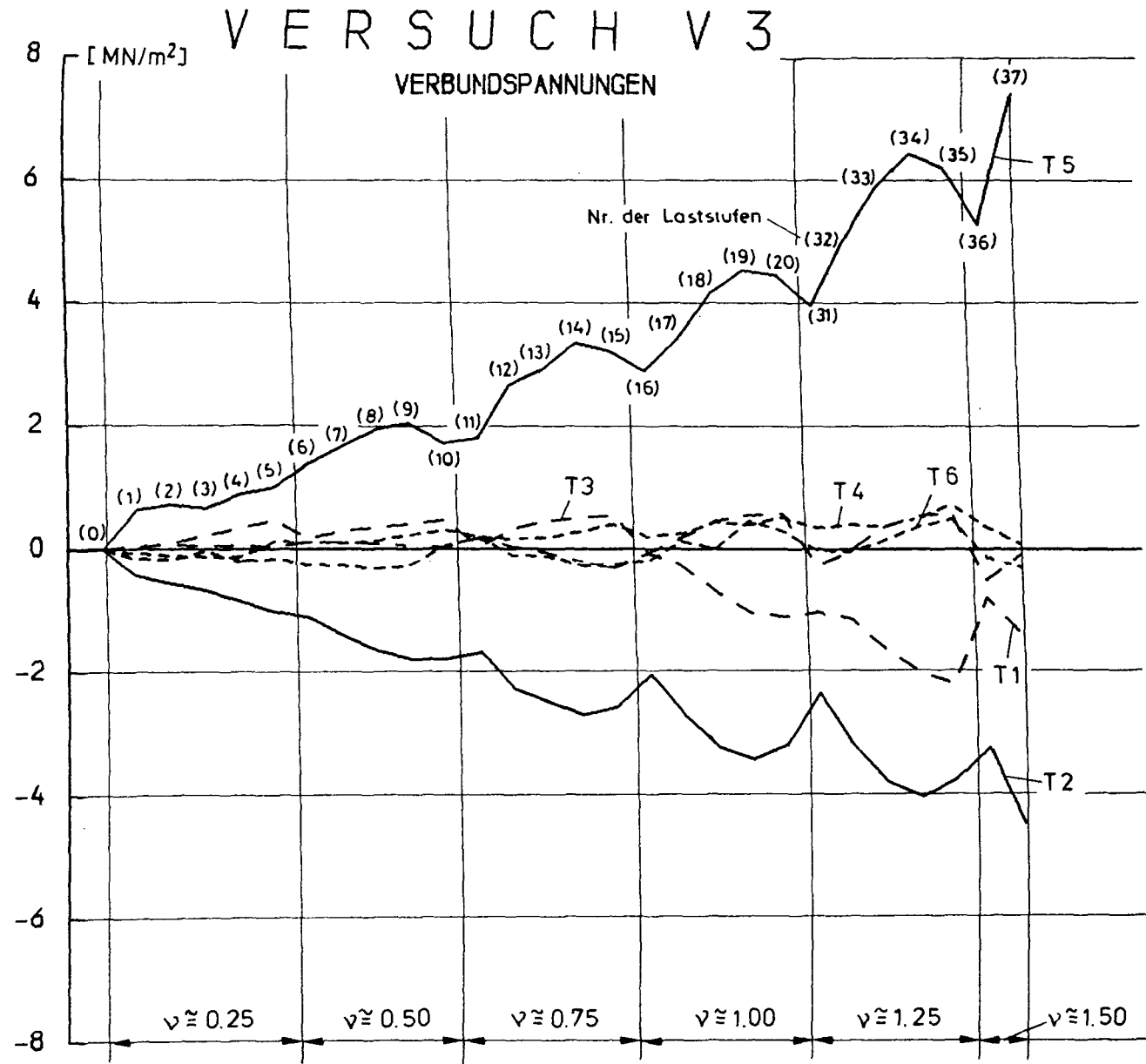




# VERSUCH V 2

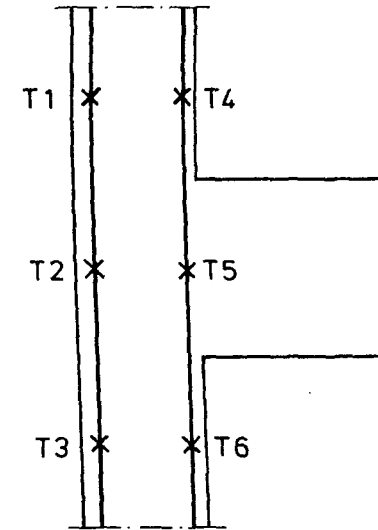
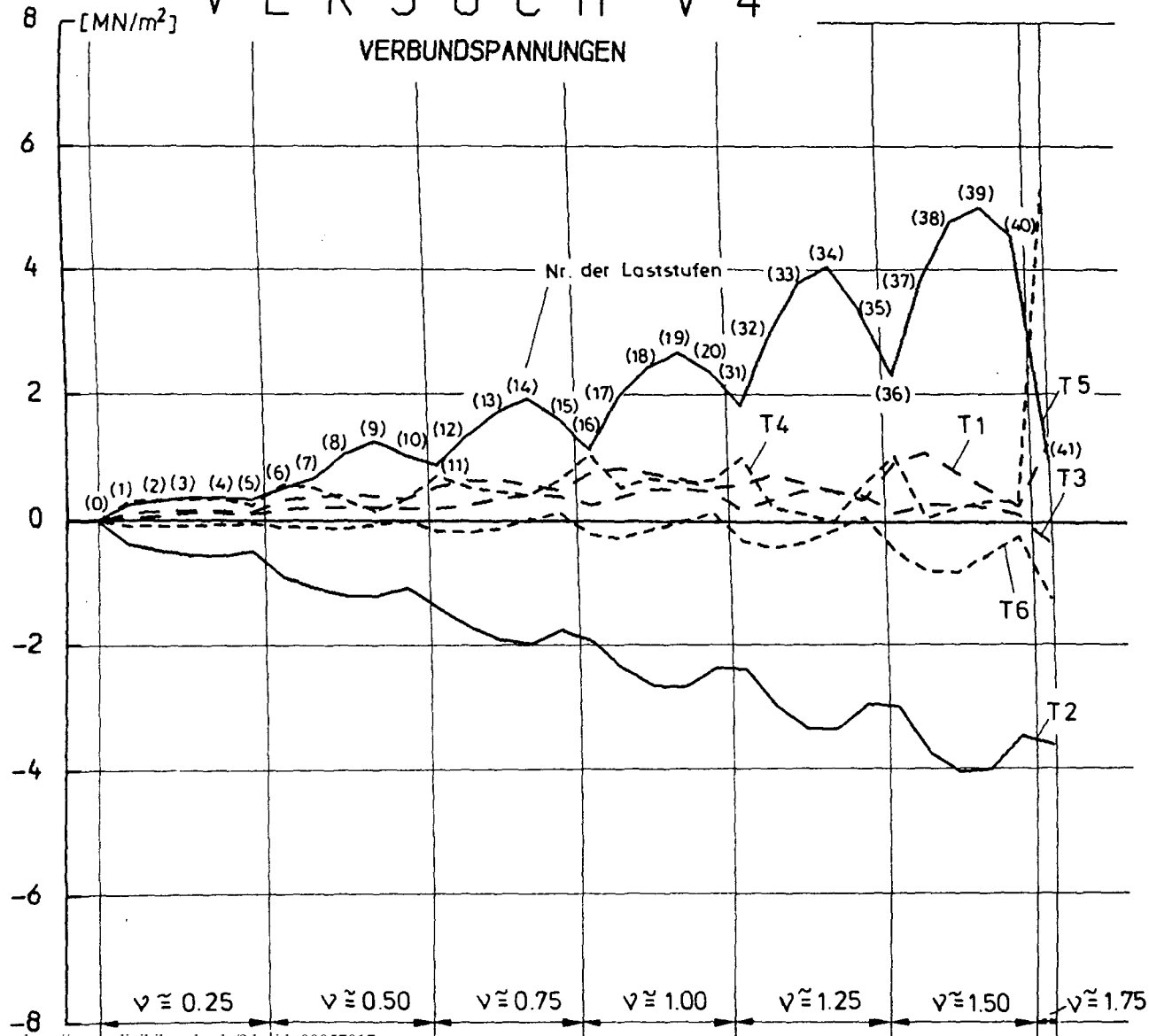
VERBUNDSPANNUNGEN



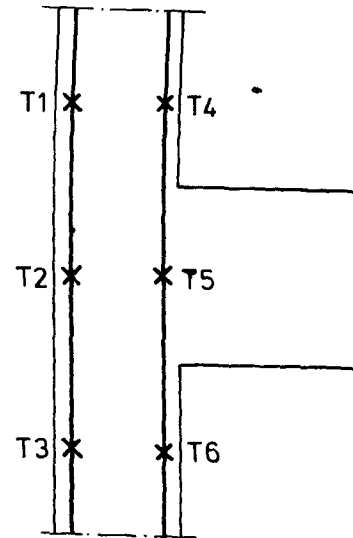
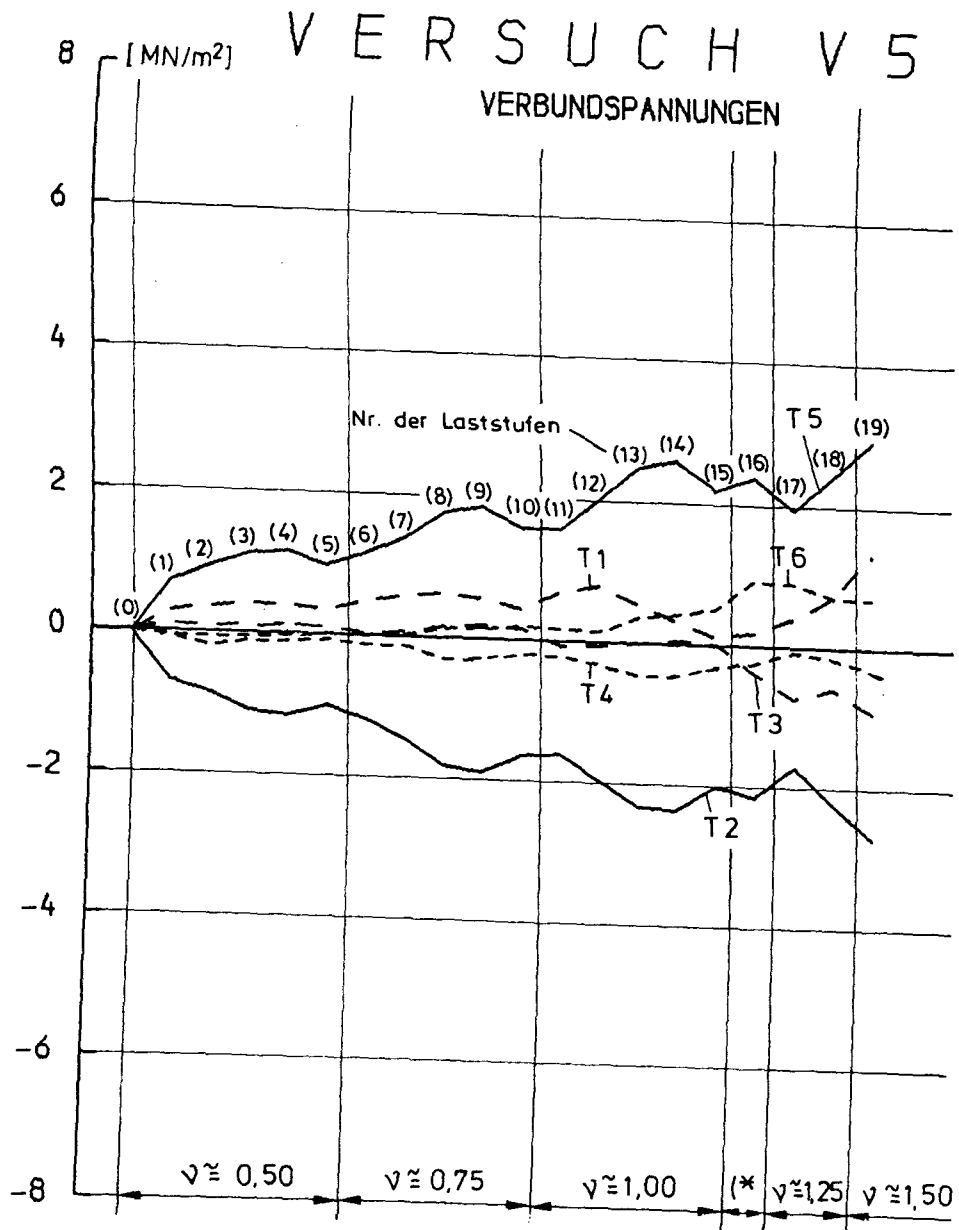


# VERSUCH V 4

## VERBUNDSPANNUNGEN



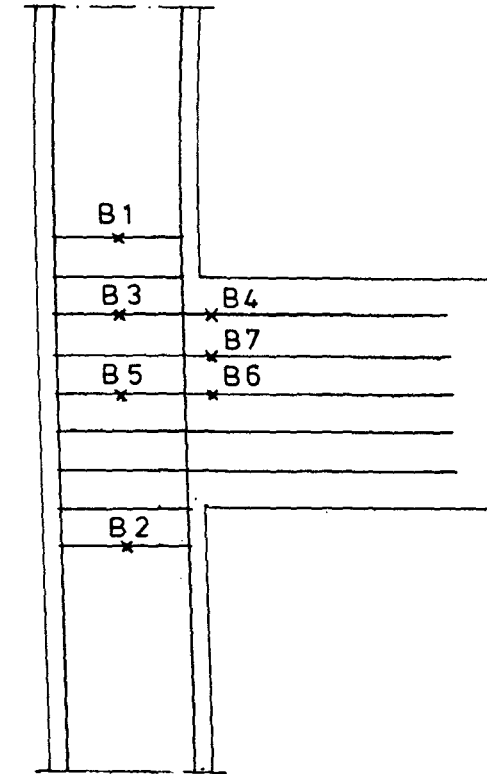
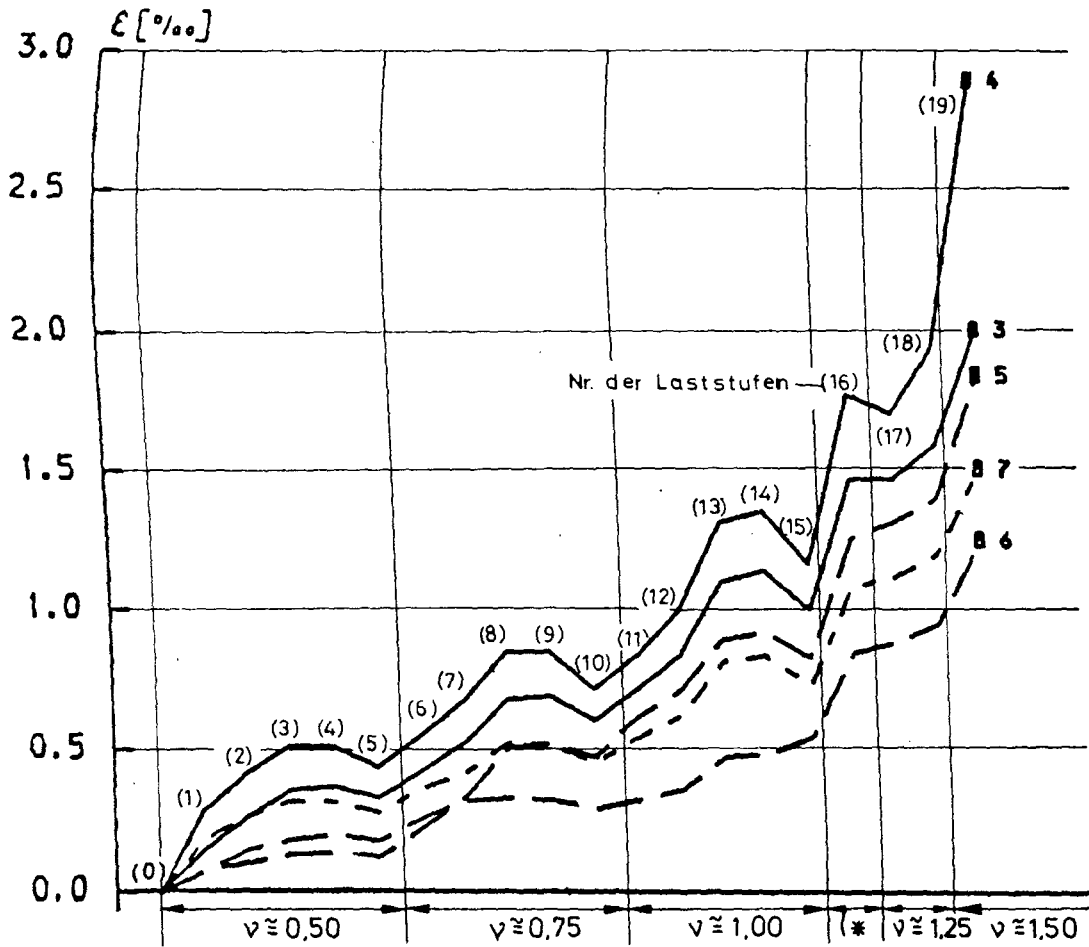




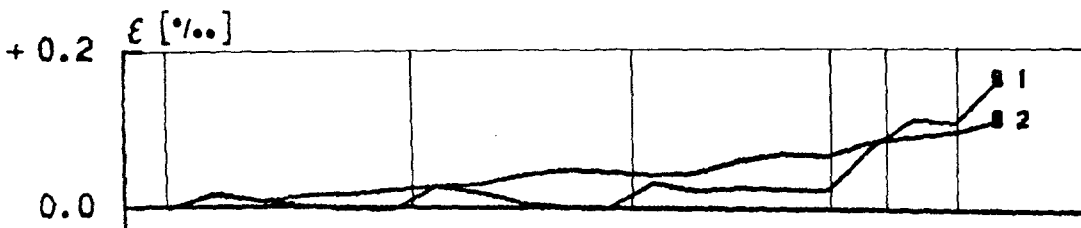
(\* Meßwerte nach 10.000 Lastwechseln,  
Belastung wie Laststufe (13)

# VERSUCH V5

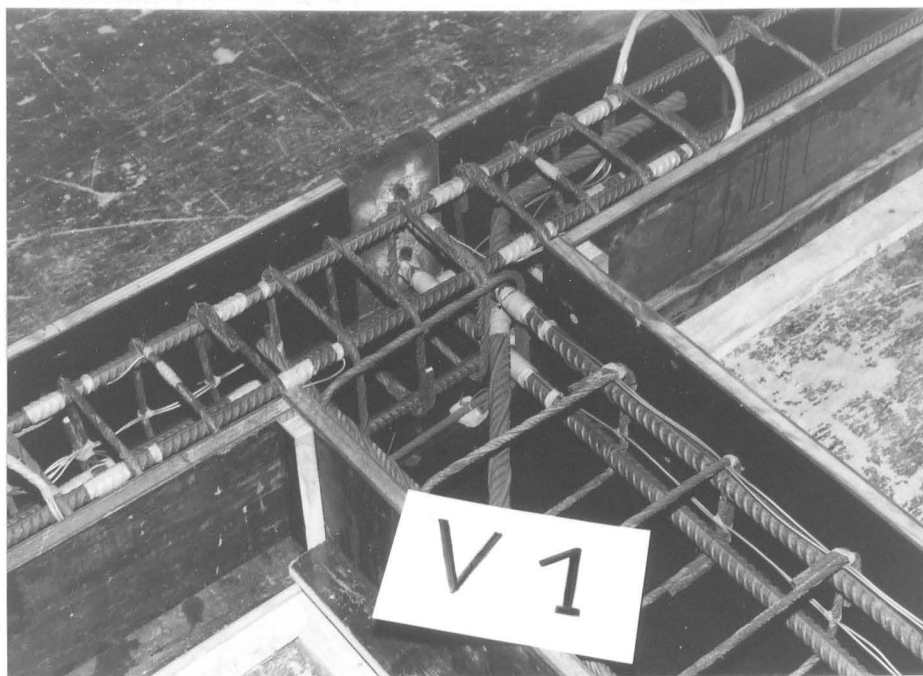
## BÜGELDEHNUNGEN



(\* Dehnungen nach 10.000 Lastwechseln,  
Belastung wie Laststufe (13))



V1

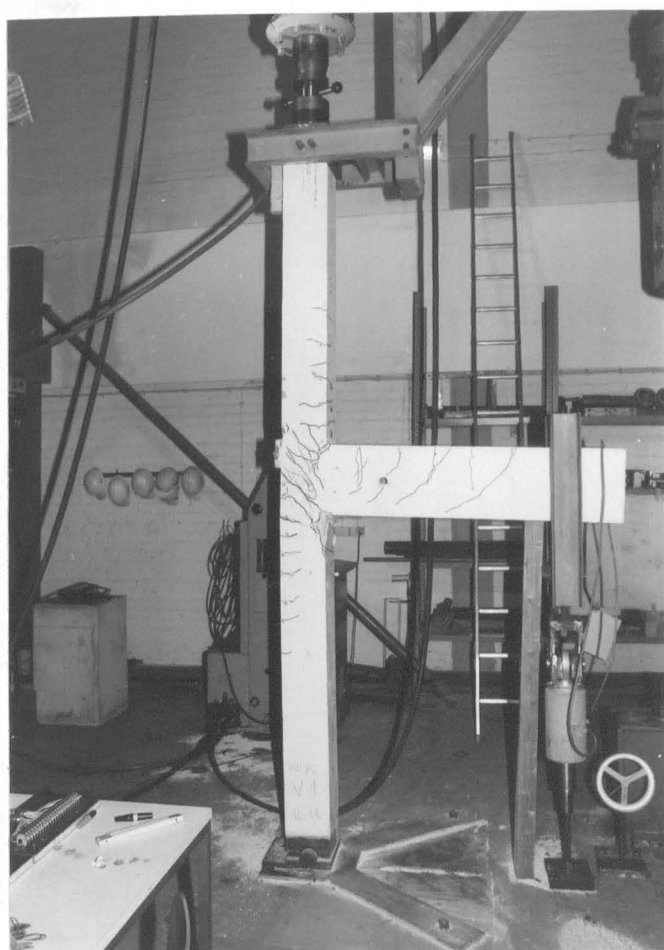


Bewehrung

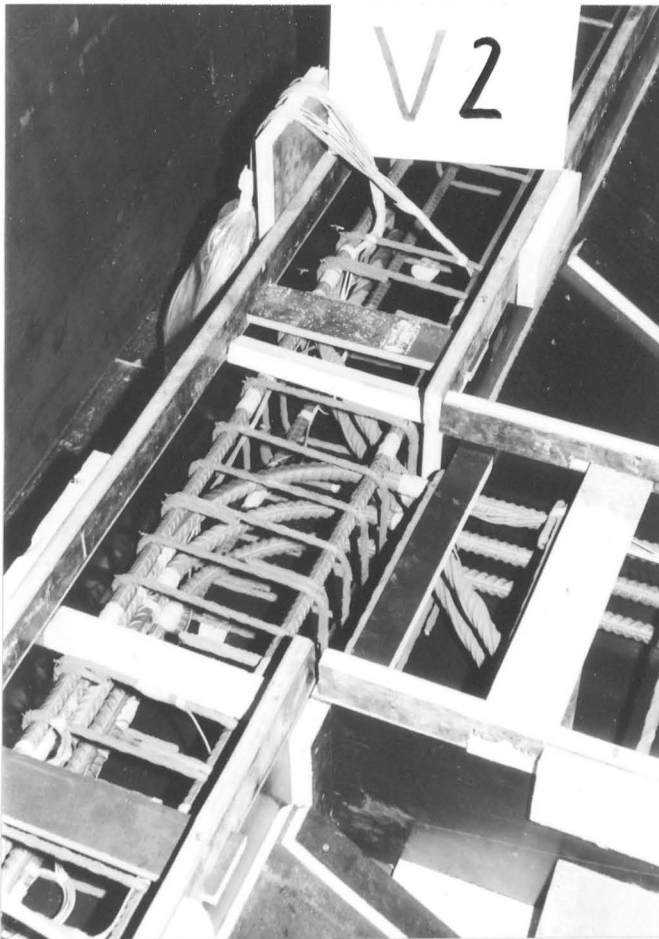
Bruchbild Rückseite



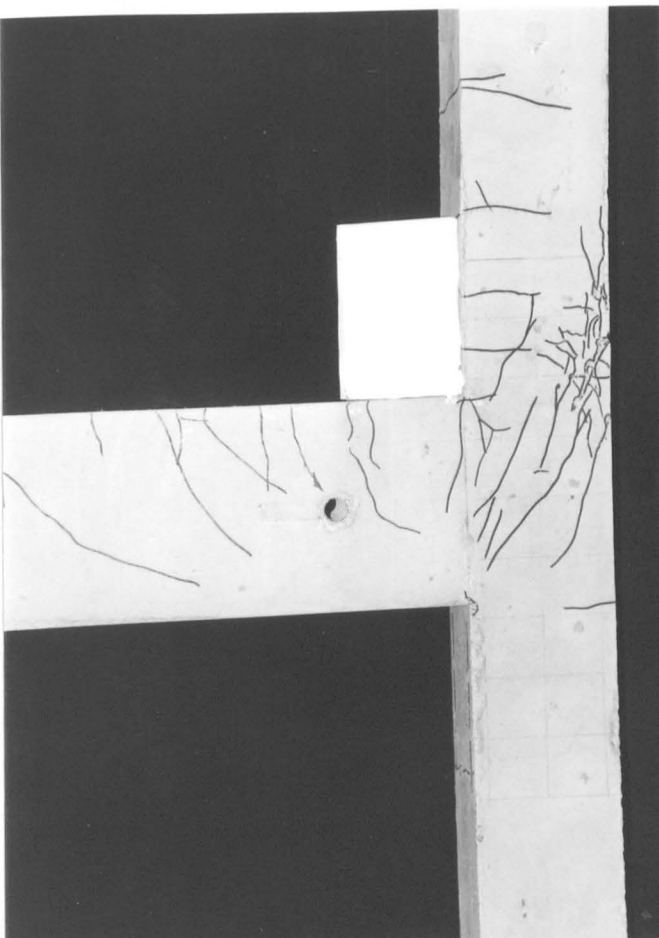
Versuchsaufbau und  
Bruchbild Vorderseite



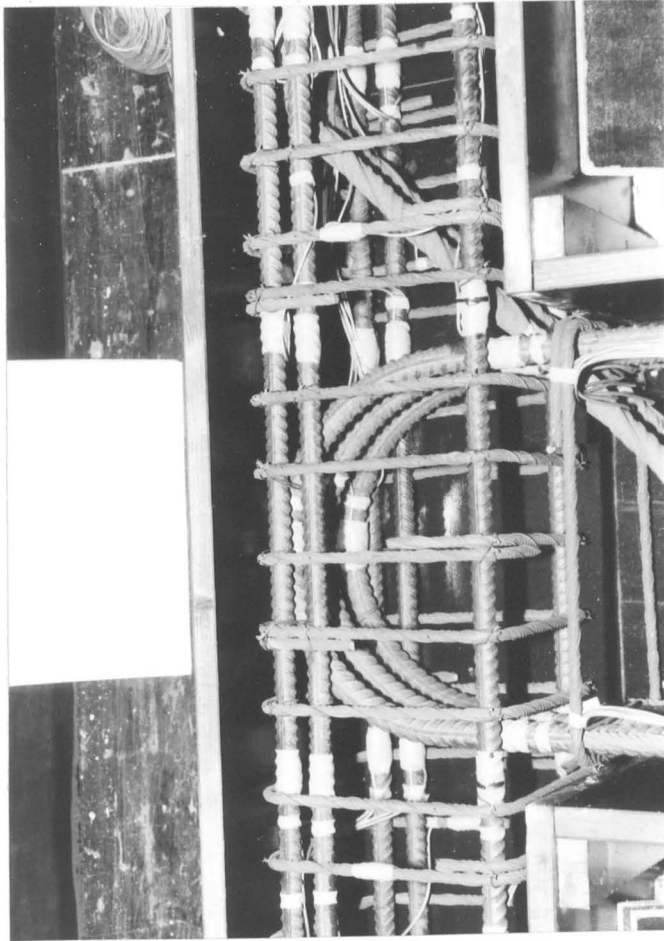
# V2



Bewehrung



Bruchbild Rückseite

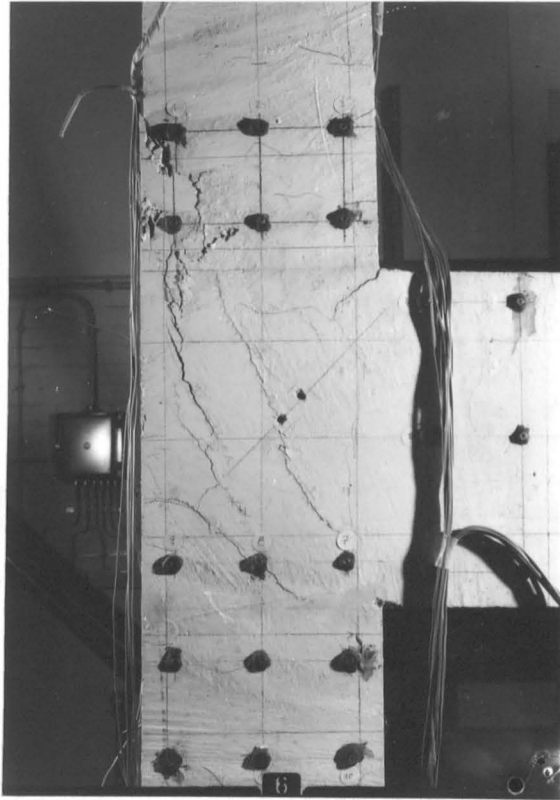


Bewehrung

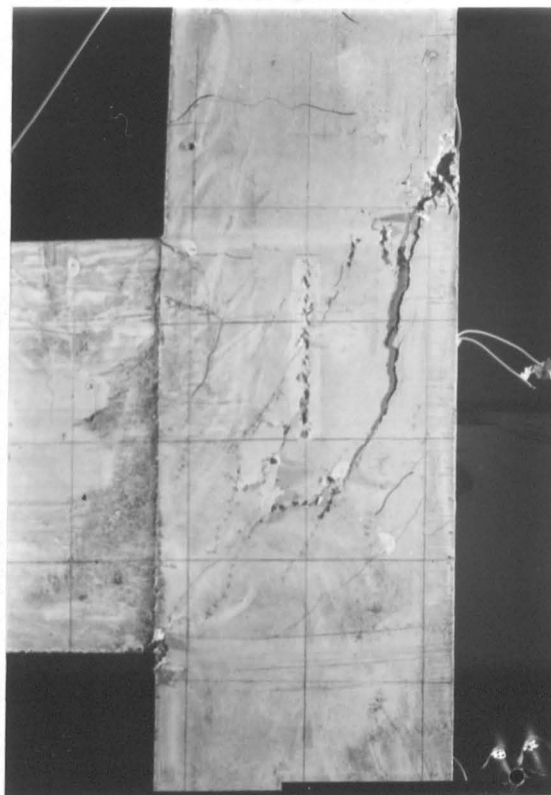


Bruchbild

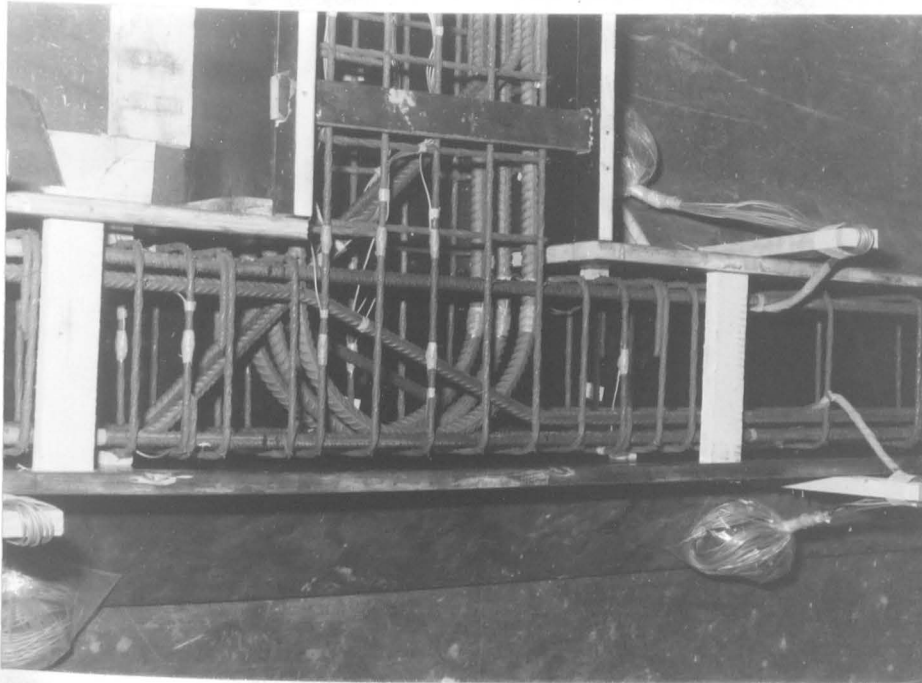
V4



Bruchbild Vorderseite



Bruchbild Rückseite



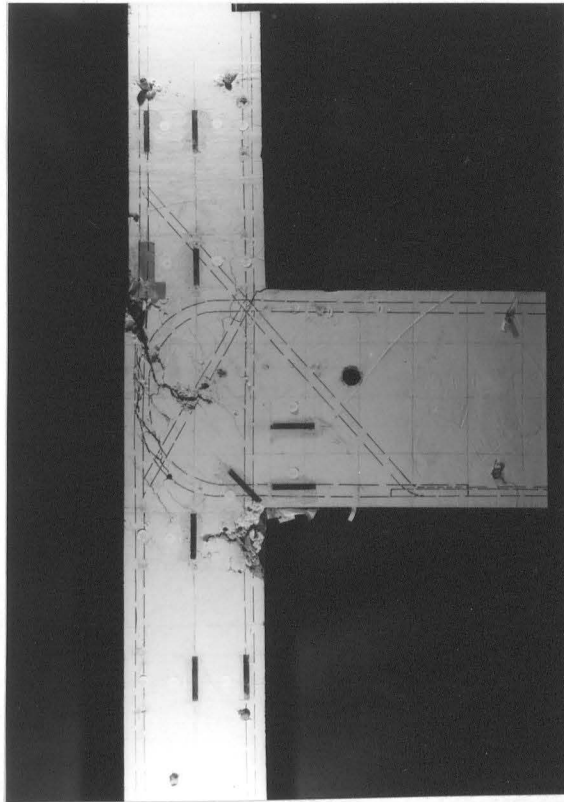
Bewehrung



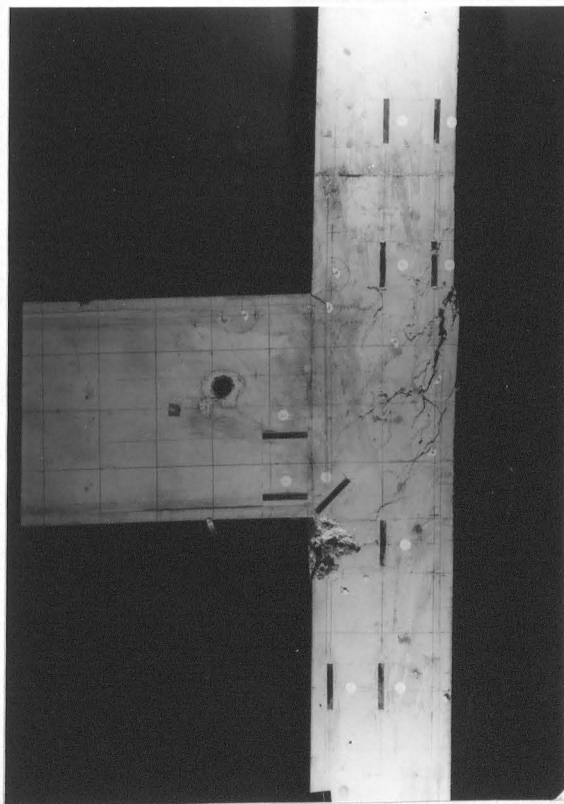
Versuchskörper im  
Bruchzustand



# V5



Rißbild  
Vorderseite des Knotens



Rißbild  
Rückseite des Knotens